

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA de Bejaia*  
*Faculté de technologie*  
*Département de GENIE CIVIL*

# Mémoire de fin d'étude

**En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil**  
**Option : Matériaux et structures**

## *Thème*

**Etude d'un bâtiment R+12+ENTRE-SOL à usage  
d'habitation et service contreventé par un système  
mixte (voiles-portiques)**

**Encadré par :**

**M<sup>me</sup> .DJERROUD**

**Présenté par:**

**M<sup>lle</sup> . BRAHITI Roza**

**M<sup>lle</sup> . HAMROUNE Lila**

**Jury :**

- 1. M<sup>r</sup> OUDNI**
- 2. M<sup>me</sup> SOUIDI**

***Promotion 2013 - 2014***

# *Remerciements*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragé et soutenus durant toutes nos études.*

*A M<sup>me</sup> DJERROUD: notre encadreur ,d'avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury: d'avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Lila & Roza*

## *Dédicaces*

*En signe de respect et de reconnaissance,*

*on dédie ce modeste travail à :*

*A nos très chers parents.*

*A nos frères.*

*A nos sœurs.*

*A toutes notre famille.*

*A tous nos amis (es).*

*Roza et Lila*

# Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
I-1 INTRODUCTION .....	2
I-2 PRESENTATION DU PROJET .....	2
I-3 LES CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE .....	2
I-3-1 Caractéristiques géométrique.....	2
I-3-2 Données du Sommaire site.....	2
I-3-3 Définition des éléments de l'ouvrage .....	2
I-3-4 Choix du type de contreventement .....	3
I-3-5 Règlements et normes utilisés.....	4
I-4 LES ETATS LIMITES (BAEL91).....	4
I-4-1 Les hypothèses de calcul .....	4
I-5 LES ACTIONS.....	5
I-5-1 Les différents types d'action.....	5
I-5-2 Valeurs de calcul des actions .....	6
I-6 LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (ACIER ET BETON).....	7
I-6-1 Béton .....	7
I-6-2 L'acier .....	11
I.7 CONCLUSION.....	13
II.1. INTRODUCTION .....	14
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT .....	14
II.2.1. Eléments secondaires .....	14
II.2.2. Plancher en dalle pleine.....	17
II.2.2.1. Différents types de dalle pleines .....	17
II.2.3. Les escaliers .....	18
II.2.3.1. Les différents type d'escalier .....	19
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX .....	21
II.3.1. Les poutres .....	21
II.3.2. Les voiles .....	22
II.3.3. Les poteaux .....	22
II.4. ACROTERE .....	23
II.5. ASCENSEUR.....	25

II.6. DESCENTE DE CHARGES .....	25
II.6.1.Evaluation des charges et surcharges .....	26
II.6.1.1Plancher en corps creux .....	26
II.6.1.2. Les escaliers .....	27
II.6.1.3. Mur extérieur .....	28
II.6.1.4.L'acrotère .....	28
II.7. CONCLUSION.....	37
III.1. INTRODUCTION.....	38
III.2. LES PLANCHERS .....	38
III.2.1.disposition et pré dimensionnement des poutrelles.....	38
III .2.2. Ferrailage des poutrelles .....	54
III.1.2.1.Ferrailage des poutrelles.....	58
III.3. ETUDE DES DALLES PLEINES .....	67
III.3.1. Dalle pleine sur quatre appuis.....	67
III.3.2. Dalles pleines sur trois appuis.....	71
III.2.1. Dalle pleine sur deux appuis perpendiculaire .....	74
III.2.4.Dalle sur un seul appui.....	78
III.4. ETUDE DES ESCALIERS .....	81
III.3.1. Etude d'escalier en béton armé .....	81
III.3.2. Etude de la poutre palière.....	83
III.4.ETUDE DE L'ACROTERE.....	87
Hypothèse de calcul.....	87
III.5. ETUDE DE LA DALLE DE L'ASCENSEUR.....	96
III.5.1. Evaluation des charges et surcharges.....	96
III.6.ETUDE DES POUTRES DE CHAINAGES .....	104
III.7. INTRODUCTION :.....	109
IV.1.INTRODUCTION .....	110
IV.2.MODELISATION .....	110
IV.3. METHODES DE CALCUL.....	110
IV.3.1. Méthode statique équivalente .....	110
IV.3.2 Méthode d'analyse dynamique .....	114
IV.4. ANALYSE DYNAMIQUE PAR LE LOGICIEL SAP 2000.....	116
IV.4.1. La disposition des voiles adoptée .....	116
IV.4.2. Mode de déformation.....	117
IV.4.3. Interaction voiles-portique.....	119
IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit .....	121
IV.4.5. Calcul des déplacements .....	122

IV.5.VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA 99/VERSION2003 .....	124
IV.6. CONCLUSION .....	124
V.1. INTRODUCTION .....	125
V.2. ETUDE DES POTEAUX.....	125
V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1) .....	125
V.2.2. Sollicitations de calcul .....	126
V.2.2.1-Calcul du ferrailage .....	126
V.2.3. Ferrailage des poteaux .....	128
V.2.4. Vérifications.....	129
V.2.5.Disposition constructive des poteaux.....	131
V.3. ETUDE DES POUTRES.....	134
V.3.1. Recommandation du RPA99.....	134
V.3.2. Ferrailage des poutres .....	135
V.3.3. Vérifications.....	136
V.3.4. Schéma de ferrailage.....	140
V.4. ETUDE DES VOILES .....	141
V.4.1. Recommandation du RPA 99/03.....	142
V.4.2. Ferrailage des voiles.....	143
V.4.3. Calcul de ferrailage du voile .....	147
V.5. CONCLUSION .....	154
VI.1. INTRODUCTION .....	155
VI.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	155
VI.2.1. Vérification des semelles isolées .....	155
VI.2.2. Vérification des semelles filantes .....	156
VI.2.3. Radier général .....	156
VI.2.3.1. Pré dimensionnement .....	157
VI.2.3.2. Vérifications nécessaires .....	158
VI.2.3.3. Ferrailage du radier .....	161
VI.2.4 Les sollicitations sur les nervures .....	164
VI.2.4.1 Vérification a L'ELU .....	167
VI.2.4.2 Vérification a L'ELS .....	167
VI.2.4.3 Schéma de ferrailage .....	168
VI.3.VOILE ADOSSE .....	169
VI.3.1 Caractéristiques des voiles.....	169
VI.3.2 Caractéristiques du sol.....	170
VI.3.3. Méthode de calcul.....	170
IV.4. CONCLUSION .....	174

CONCLUSION GENERALE.....	175
--------------------------	-----

# Liste des tableaux

II.1.Charges sur le plancher terrasse .....	26
II.2.Charges sur le plancher terrasse .....	26
II.3.Charges sur le plancher étage courant .....	26
II.4. Charges sur les balcons .....	27
II.5.Evaluation des charges de de palier.....	27
II.6.Evaluation de charges de volée .....	27
II.7. Tableau récapitulatif des charges sur la volée .....	27
II.8. Evaluation de Charges des murs extérieures .....	28
II.9.évaluation des charges de l'acrotère .....	28
II.10.Tableau récapitulatif des poids des éléments.....	30
II.11. Tableau récapitulatif des poids des éléments.....	30
II.12. Tableau récapitulatif des poids des éléments.....	32
II.13. Efforts normaux dans les deux poteaux .....	35
II.14.Critère de résistance .....	35
II.15.Vérification au flambement des poteaux. ....	37
III.1.Les différents types de poutrelles.....	39
III.2. Chargement sur les poutrelles.....	40
III.3. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 8.....	45
III.4. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 8.....	46
III.5. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 1.....	48
III.6. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 1.....	48
III.7. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 2.....	49
III.8. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 2.....	49
III.9. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 3.....	49
III.10. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 3.....	50
III.11. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 4.....	50
III.12. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 4.....	51
III.13. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 5.....	51
III.14. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 5.....	52
III.15. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 6.....	52
III.16. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 6.....	52
III.17. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 7.....	53
III.18. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 7.....	53
III.19. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	58
III.20.Vérification des états limites de compression du béton.....	63

III.21. Vérification des états limites de déformation.....	64
III.22.Schémas de ferrailages des poutrelles.....	66
III.23.Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	69
III.24.Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	72
III.25.Vérification de l'état limite de compression de béton.....	73
III.26.Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.....	73
III.27.Le ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.....	76
III.28. Sollicitation à l'E.L.U escalier.....	81
III.29.Ferrailage d'escalier.....	82
III.30.Vérification des contraintes à l'E.L.S pour l'escalier.....	83
III.31. Les sollicitations de la poutre palière.....	84
III.32.ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	84
III.33. Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.....	89
III.34.Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse accessible.....	94
III.35.Résultats des calculs des sections d'armatures.....	95
III.36. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	97
III.37.Vérification à l'effort tranchant.....	98
III.38. Vérification des contraintes.....	99
III.39.Vérification de la flèche.....	99
III.40.Tableau de ferrailage de la dalle de locale de la machine.....	102
III.41. Vérification des contraintes.....	103
III.42. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	105
III.43. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	107
IV.1.Valeur de A.....	111
IV.2. Valeur de R.....	112
IV.3.Valeurs des pénalités $P_q$ .....	112
IV.4.Valeurs de $C_T$ .....	113
IV.5.Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	114
IV.6.Périodes de vibration et taux de participation des masses.....	117
IV.7. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	120
IV.8. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	121
IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	121
IV.10. Vérification des déplacements.....	122
IV.11. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	123
V.1.Sollicitations dans les poteaux.....	126
V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	126
V.3. Armatures longitudinales.....	128
V.4.Armatures transversales.....	128
V.5. Résultats de la vérification de l'effort normal ultime.....	130
V.6. Vérification des contraintes.....	130
V.7. Vérification des contraintes tangentielles.....	131
V.8.Les armatures longitudinales dans les poutres.....	135

V.9. Vérification des contraintes tangentielles.....	136
V.10. Vérification au cisaillement.....	137
V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	137
V.12. Moments résistants dans les poteaux.....	139
V.13. Moments résistants dans les poutres.....	139
V.14. Vérification des zones nodales.....	139
V.15. Récapitulation des sollicitations dans le voile $V_{x1}$ .....	144
V.16. Récapitulation des sollicitations dans le voile $V_{x2}$ .....	145
V.17. Récapitulation des sollicitations dans le voile $V_{x3}$ .....	145
V.18. Récapitulation des sollicitations dans le voile $V_{x4}$ .....	145
V.19. Récapitulation des sollicitations dans le voile $V_{y1}$ .....	146
V.20. Récapitulation des sollicitations dans le voile $V_{y2}$ .....	146
V.21. Récapitulation des sollicitations dans le voile $V_{y3}$ .....	147
V.22. Récapitulation des sollicitations dans le voile $V_{y4}$ .....	147
V.23. Résultats de calcul de ferrailage dans le voile $V_{x2}$ , $V_{x3}$ , $V_{x4}$ .....	151
V.24. Résultats de calcul de ferrailage dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux.....	151
V.25. Résultats de calcul de ferrailage dans le voile $V_{y1}$ , $V_{y2}$ dans tous les niveaux.....	152
V.26. Résultats de calcul de ferrailage voile dans le voile $V_{y3}$ , $V_{y4}$ dans tous les niveaux.....	153
VI.1. Ferrailage du radier.....	162
VI.2. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	163
VI.3. Vérification des nouvelles contraintes.....	164
VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens (x-x).....	166
VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens (y-y).....	166
VI.6. Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier.....	167
VI.7. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	168
VI.8. Ferrailage du voile adossé.....	172
VI.9. Vérification des contraintes dans le voile adossé.....	173

# Liste des figures

I.1. Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.....	9.
I.2. Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	12.
II.1. Plancher à corps creux.....	15.
II.2. Le sens de la disposition des poutrelles.....	16.
II.3. Dimensions de la poutrelle.....	16.
II.4. Dalle sur deux appuis perpendiculaire.....	17.
II.5. Dalle sur trois appuis.....	18.
II.6. Dalle sur quatre appuis trois appuis.....	18.
II.7. Détaille d'un escalier.....	19.
II.8. Escalier à deux volées.....	19.
II.9. Escalier à deux volées.....	20.
II.10. Schéma de l'escalier d'étage courant.....	20.
II.11. Schéma statique de l'escalier.....	21.
II.12. Coupe transversale d'une poutre.....	21.
II.13. Coupe verticale d'un voile.....	22.
II.14. Hauteur libre d'étage.....	23.
II.15. Schémas de l'acrotère.....	24.
II.16. Dimensions de l'ascenseur.....	25.
II.17. Surface afférente du poteau P1.....	29.
II.18: surface afférente du poteau P2.....	32.
III.1. Dimensions de la poutrelle.....	39.
III.2. Schéma statique de la poutrelle.....	42.
III.3. Schéma statique de la poutrelle type 8.....	43.
III.4. Evaluation des efforts tranchants.....	45.
III.5. Poutrelle type 2.....	46.
III.6. Dimensions de la poutrelle.....	54.

III.7.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	66.
III.8. Dalle sur 4 appuis.....	67.
III.9.Schéma de ferrailage la dalle pleine sur 4 appuis.....	71.
III.10. Dalle sur trois appuis.....	71.
III.11.Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	74.
III.12.Dalle sur deux appuis perpendiculaire.....	74.
III.13.Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis perpendiculaire.....	78.
III.14.Schéma statique du palier de repos.....	78.
III.15.Dalle sur un seul appui.....	78.
III.16. Schéma de ferrailage d'une dalle sur un seul appui.....	81.
III.17. Schéma statique de l'escalier.....	81.
III.18. Schéma de ferrailage de la volée d'escalier.....	83.
III.19.Schéma statique de la poutre palière.....	84.
III.20.Section creuse équivalente.....	85.
III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	87.
III.22.Vue en plan des acrotères pour terrasse inac (a) et terrasse acc (b).....	88.
III.23. Schéma statique de l'acrotère.....	88.
III.24. Schéma de la section à ferrailer.....	90.
III.25.Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse inaccessible).....	93.
III.26.Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse accessible).....	95.
III.27.Dalle sur quatre appuis.....	96.
III.28.Schéma représentant la surface d'impact.....	100
III.29. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	104.
III.30. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	106.
III.31. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	108
IV.1. Spectre de calcul.....	115.
IV.2. Disposition des voiles adoptée.....	116.
IV.3.1 <sup>er</sup> mode de déformation (T =1.012 s), Translation suivant Y.....	117.

IV.4.2 <sup>ème</sup> mode de déformation (T =0.946 s), translation suivant X.....	118.
IV.5. 3 <sup>ème</sup> mode de déformation (T =0.861s), torsion autour de Z.....	119
V.1.Zone nodale.....	126.
V.2. Section du poteau.....	130.
V.3.Zone de recouvrement.....	132.
V.4. Schémas de ferrailage des poteaux.....	133.
V.5.Schéma de la Zone nodale.....	138.
V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales des étages courants.....	140.
V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires des étages courants.....	140.
V.8. Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage Terrasse.....	141.
V.9. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage terrasse.....	141.
V.10. Disposition des voiles adoptée.....	144.
V.11. Voile Vx3.....	148.
V.12. Schéma de ferrailage du voile Vx3 (E-SOL).....	154.
VI.1.Semelle isolée.....	155.
VI.2.Semelle filante.....	156.
VI.3.Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	158.
VI.4. Dalle sur quatre appuis.....	161.
VI.5.Schéma de ferrailage du radier.....	164.
VI.6.Sollicitations sur les nervures dans le sens(x-x).....	165.
VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens (y-y).....	166.
VI.8. Section à ferrailer.....	166.
VI.9. Schéma de ferrailage des nervures selon X-X.....	168.
VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon Y-Y.....	169.
VI.11.Voile adossé.....	170.
VI.12. Diagramme des contraintes.....	171.
VI.13.Schéma de ferrailage du voile adossé.....	173.

## ***INTRODUCTION***

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, industrielles. Les ingénieurs sont appelés à s'occuper de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de constructions, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants, car l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 12 + un entre-sol, présentant une irrégularité, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Le présent travail est organisé comme suit :

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, escalier et l'acrotère, ont été calculé et ferrailé 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 à l'aide du logiciel Sap 2000 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.

Le choix de type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.

## I-1 INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

## I-2 PRESENTATION DU PROJET

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en R+12+ un entre-sol implanté à Bejaïa qui est classée selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 art.3.2) en zone IIa (zone de moyenne sismicité)

## I-3 LES CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

### I-3-1 Caractéristiques géométrique

Les caractéristiques de la structure sont :

- Longueur en plan :  $L=21.99$  m.
- Largeur en plan :  $l=16.55$  m.
- Hauteur du entre sol :  $h_{e-sol}=3,06$  m.
- Hauteur du RDC :  $h_{RDC}=4.08$  m.
- Hauteur d'étage :  $h_{étg}=3,06$  m.
- Hauteur total :  $h_t=43.8$  m.

### I-3-2 Données du site

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2B (importance moyenne).
- Contrainte admissible du sol =1,7 bars. (selon le rapport du sol présenté en annexe).

### I-3-3 Définition des éléments de l'ouvrage

#### a- Les planchers

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

#### b- Les escaliers

Sont des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

**c- La maçonnerie**

- Les murs extérieurs : seront réalisés en briques creuses à double parois séparés par une lame d'air de 5cm pour l'isolation thermique et acoustique.
- Les murs intérieurs : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique

**d- Acrotère**

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse. Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

- Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde de corps.
- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

**e- Les ascenseurs**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

**f- L'infrastructure**

Sera réalisée en béton armé, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les tassements différentiels.
- transmettre les charges horizontales (charge sismique) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

**I-3-4 Choix du type de contreventement**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA 99 /version2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité. Pour ce genre de contreventement, il ya lieu également de vérifier un certain nombre de condition :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations, dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### **I-3-5 Règlements et normes utilisés**

- RPA 99/version 2003.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL 91/version 99
- DTR BC2.33.2

### **I-4 LES ETATS LIMITES (BAEL91)**

Ce sont des états dont lesquels une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

#### **a- Etat limite ultime ELU**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

#### **b- 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 d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

### **I-4-1 Les hypothèses de calcul**

#### **a- E.L.U**

1- conservation des sections planes.

2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte-déformation  $(\sigma; \varepsilon)$  de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

### **b- E.L.S**

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2 et 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- 3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence.  $E_b$  : module d'élasticité du béton

## **I-5 LES ACTIONS**

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

### **I-5-1 Les différents types d'action**

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
  - Le poids propre de la structure.
  - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
  - Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
  - Les déformations imposées à la structure...
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
  - Les charges d'exploitations.
  - Les charges climatiques (neige et vent).
  - Les effets thermiques...
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant des phénomènes qui se produisent rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
  - Les chocs.
  - Les séismes.

-Les explosions

-Les feux.

### I-5-2 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

#### a- Combinaison d'action à l'ELU selon le CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum_{i=2}^n \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{oi}$ : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{1i} Q_1+\sum_{i=2}^n \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

#### b- Combinaison d'action à l'ELS selon le CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

#### c- Combinaisons de calcul selon le RPA99 version 2003

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations- accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E. \\ G+Q\pm 1.2E. \\ 0.8G\pm E. \end{array} \right.$$

## I-6 LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (ACIER ET BETON)

### I-6-1 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 (éventuellement). 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),

#### a- Les constituants du béton

- Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique (en contact avec l'air).

- Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats provenant de concassage des roches.

- Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

**a- Résistance du béton**

- Résistance mécanique à la compression  $f_{cj}$  :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa d'après le BAEL 91.

Pour  $j \leq 28$  jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (} j \leq 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (} j > 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de  $j$ , on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

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

- Résistance à la traction  $f_{tj}$  :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  donc  $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

**b- Valeurs de calcul à la compression**

- Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

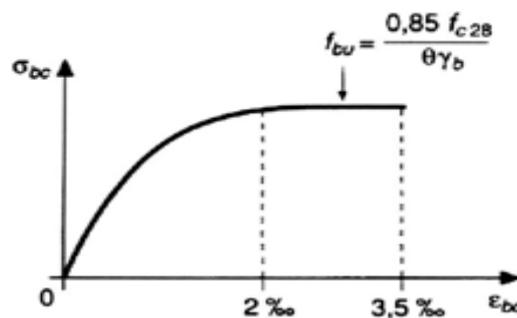
- $\left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est} \\ \text{comprise entre 1h et 24h.} \end{array} \right.$

$\theta = 0.8$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action  $< 1\text{h}$ .

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ( $q = 0,85$ ).

### c- 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 (fig I.1).



**Figure I.1.** Diagramme des contraintes - déformations pour le 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 :

$2\text{‰}$  : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

$3.5\text{‰}$  : en flexion simple ou composée.

Pour  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$   $f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc})$ .

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$   $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b$

- Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

#### d- Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  **CBA93**  
(Article A.2.1.2.1)

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$  on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{Mpa}$$

- Coefficient de Poisson :

Lorsqu'on soumit une éprouvette de béton de longueur  $l$  à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal,  $\Delta l$  mais également un gonflement transversal. Si  $a$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient  $a + \Delta a$  et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

**e- Contrainte ultime de cisaillement (du béton)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  donc :

$$\tau_{adm} = 3.33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.50\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

**I-6-2 L'acier**

L'acier est fabriqué à partir du fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

**a- Différents types d'aciers**

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

- 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, 32,40 et 50mm.

$-f_e=215\text{Mpa}$  (contrainte à la limite élastique).

$-f_u=330$  à  $490\text{Mpa}$  (contrainte à la limite de rupture).

$-f_e=235\text{MPa}$ .

$-f_u=410$  à  $490\text{MPa}$ .

- 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 et même diamètre que les R L.

- Treillis soudés:

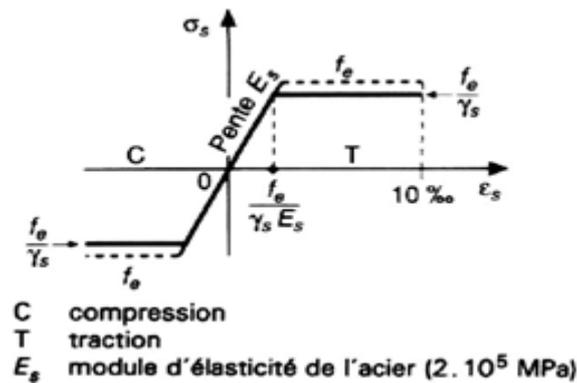
Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

TS 50( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 500\text{MPa}$ .

TS 52( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 520\text{MPa}$ .

### b- Diagramme des contraintes – déformations (acier)

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit:



**Figure I.2.** Diagramme contraintes-déformations de calcul.

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

$f_e$  : 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.

### c- Contrainte limite des aciers

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- ✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

$f_{ij}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

✓ Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$  : pour les ronds lisses, treillis soudés.

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6mm$ .

$\eta=1.3$  : pour les hautes adhérences  $\phi < 6mm$ .

## I.7 CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, nous retenons ce qui suit :

1) L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
- CBA93 (Code du Béton Armé).
- BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

2) La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est

$$f_{c28} = 25MPa .$$

3) Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

## II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharge d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL91, RPA99 version 2003 et le CBA93.

## II.2. PRE DIMENSIONNEMENT

Afin de pré dimensionner les éléments structuraux de notre bâtiment nous nous sommes référés aux exigences du RPA 99(version 2003), BAEL 91, DTR et du CBA93.

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

a- Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

b- Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (planchers, poutrelles, balcons, escaliers cloisons).

### II.2.1. Eléments secondaires

#### a- Planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et les surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux

Pour ce qui est des consoles, nous avons opté pour des dalles pleines vues leurs formes géométriques (arrondies).

#### ➤ Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant les deux critères :

- le critère des plus petites portées afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis), si les travées sont identiques.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$  : hauteur total du plancher.

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20.44 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Compte tenu de l'économie on adopte des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4)=20\text{cm}$ .

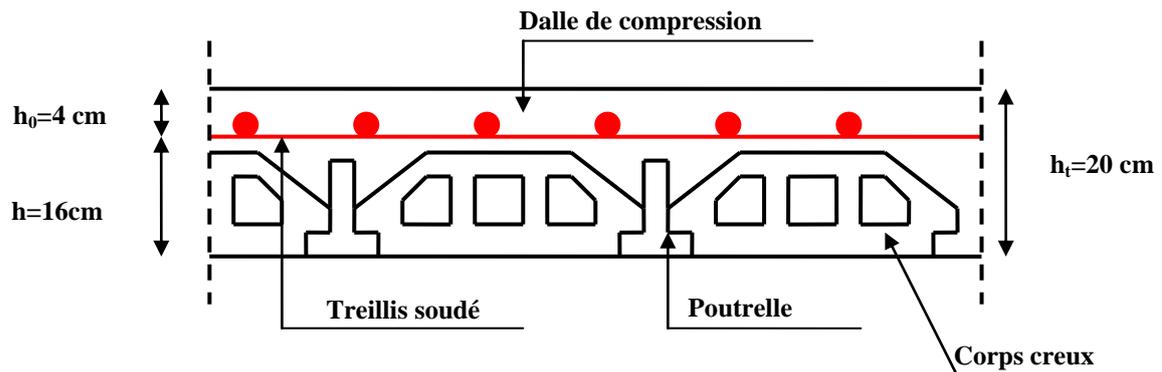


Figure II.1. Plancher à corps creux.

### b- Les poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

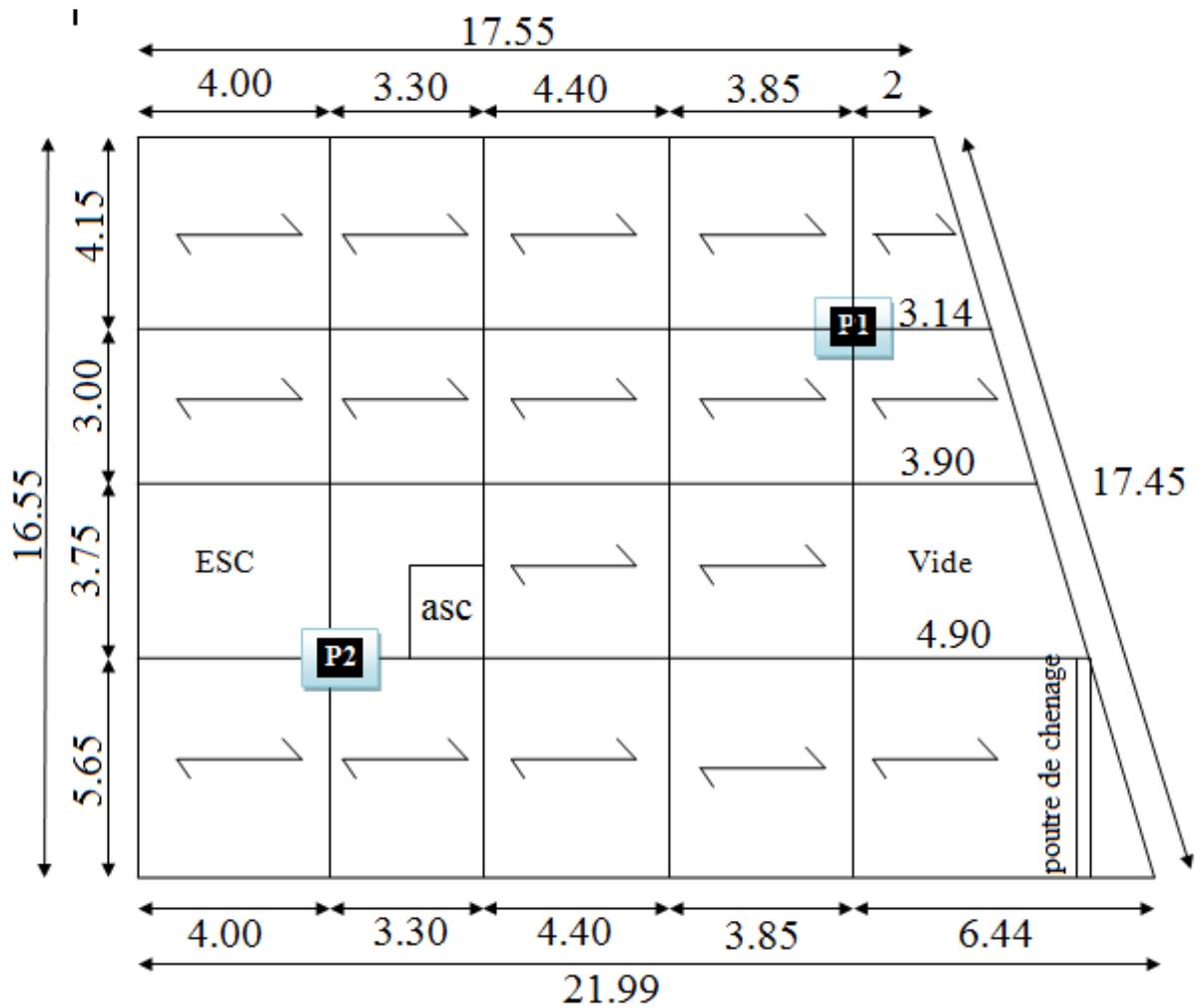


Figure II.2. Le sens de la disposition des poutrelles.

**Dimensionnement des poutrelles**

$h_t$  : Hauteur du plancher ( $h_t = 20$  cm).

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$b_0$  : Largeur de la nervure, tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$b$  : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

Dans notre projet, on a :  $L_x = 55$  cm et  $L_y = 460$  cm

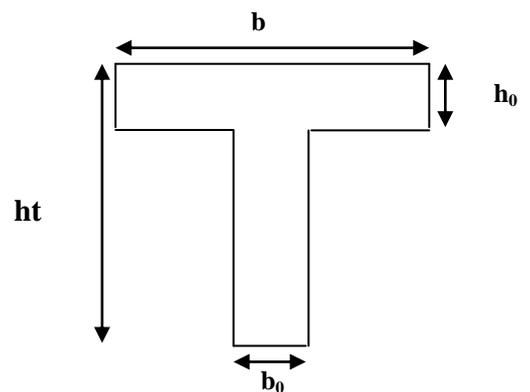


Figure II.3. Dimensions de la poutrelle.

Donc on aura

$$\left(\frac{b-10}{2}\right) \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{460}{10}\right) = \min(27.5; 46)$$

Ce qui donne :  $b \leq 65$  cm.

On opte pour :  $b = 65$  cm

### II.2.2. Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

#### a-Résistance au feu

$e \geq 7$  cm pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 17.5$  cm pour quatre heures de coupe-feu.

#### b- Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### c- Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un seul appui :  $e \geq \frac{Lx}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ .
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

#### II.2.2.1. Différents types de dalle pleines

##### a- Dalle reposant sur deux appuis perpendiculaire

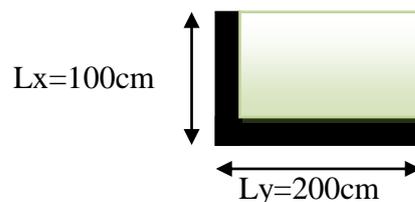


Figure II.4. Dalle sur deux appuis perpendiculaire

On aura donc :  $100/35 \leq e \leq 100/30 \Rightarrow 2.85 \text{ cm} \leq e \leq 3.33 \text{ cm}$  et  $e \geq 11 \text{ cm}$

On prend  $e=14\text{cm}$ , pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu d'environ 2 heures.

#### b- Dalle reposant sur trois appuis

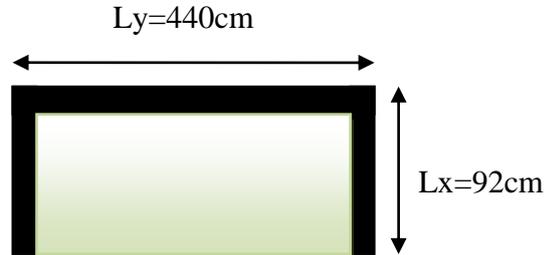


Figure II.5. Dalle sur trois appuis

On aura donc :  $\frac{92}{45} \leq e \leq \frac{92}{40} \Rightarrow 2.04\text{cm} \leq e \leq 2.3\text{cm}$

On prend  $e=14\text{cm}$ , pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu d'environ 2 heures.

#### c-Dalle reposant sur quatre appuis

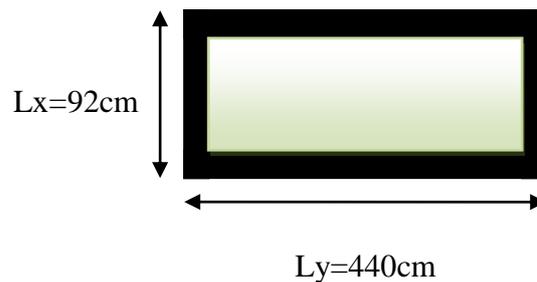


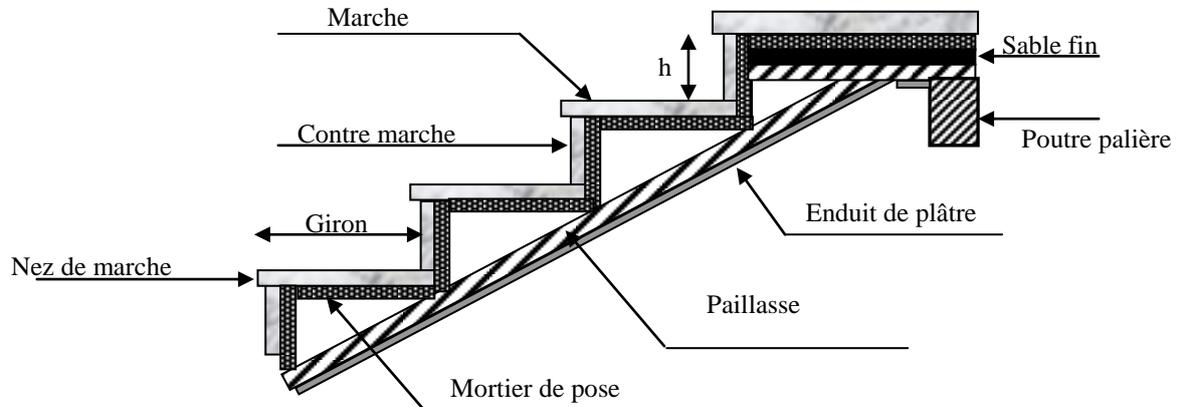
Figure II.6. Dalle sur quatre appuis

On aura donc :  $\frac{400}{45} \leq e \leq \frac{400}{40} \Rightarrow 8.88\text{cm} \leq e \leq 10\text{cm}$

On prend  $e=14\text{cm}$  pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu d'environ 2 heures.

### II.2.3. Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Les différents éléments constituant un escalier sont présentés sur la figure suivante :

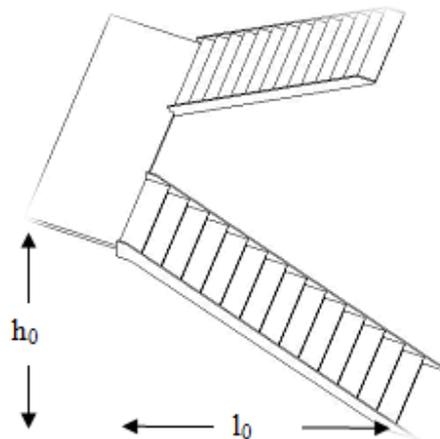


**Figure II.7.**Détail d'un escalier

### II.2.3.1. Les différents type d'escalier

Dans notre projet on distingue deux type d'escalier et on a calculé l'escalier le plus défavorable :

- Escalier à deux volées avec un palier de repos.



**Figure II.8.**Escalier à deux volées

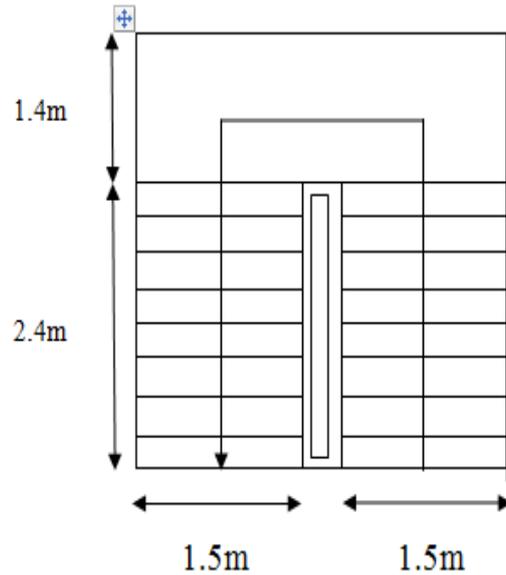


Figure II.9. Escalier à deux volées

**Pré dimensionnement**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots \dots \dots (1).$$

Soit (n) le nombre de contre marche et (n-1) le nombre de marche

$h_0$ : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$l_0$ : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche

$$h_0 = n \times h \Rightarrow h = h_0/n$$

$$l_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = l_0/(n-1)$$

$$g + 2 \times h \approx 64 \text{cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation :  $64 n^2 - (64 + 2h_0 + L)n + 2 h_0$

**Escalier étage courant**

$$h_0 = 1.53\text{m}$$

$$l_0 = 2.40\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.40) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

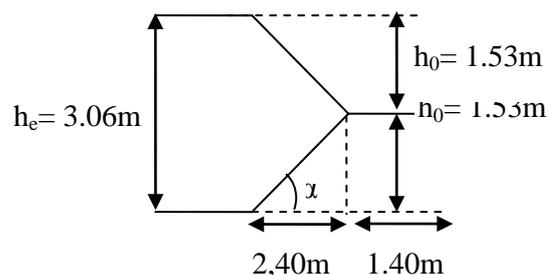


Figure II.10. Schéma de l'escalier d'étage courant.

Donc : nombre de contre marche (n = 9)

Nombre de marche (n-1) = 8

$g = l_0 / (n-1) = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$

$h = h_0 / n = 153 / 9 = 17 \text{ cm}$

➤ **Epaisseur de la pailleasse**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = L_p + (l_0^2 + h_0^2)^{1/2} = 1.40 + (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 4.24 \text{ m}$$

$$L = 4.24 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 14.13 \text{ cm} \leq e \leq 21.2 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ ...pour deux heures de coup feu.

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

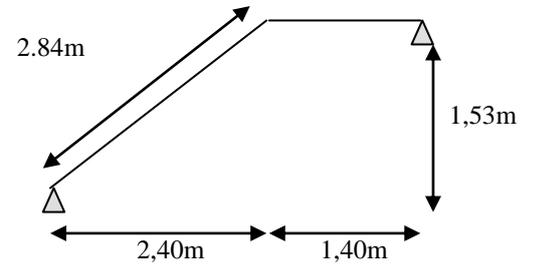


Figure II.11. Schéma statique de l'escalier.

### II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

#### II.3.1. Les poutres

➤ **Les poutres secondaires**

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

- $h$  : hauteur de la poutre
- $L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$ ).

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

Donc soit :

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

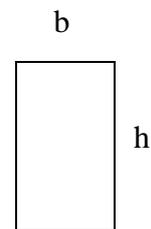


Figure II.12. Coupe transversale d'une poutre.

Et on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003(artcle 7.5.1) à savoir :

- $b \geq 20 \text{ cm}$  vérifiée

- $h \geq 30cm$  vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 \leq 4$  vérifiée

➤ **Les poutres principales**

$$L=565-30=535 \text{ cm}$$

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \Rightarrow 35.66cm \leq h \leq 53.5cm$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 45cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

On voit bien que les exigences du RPA99/2003 citées auparavant sont vérifiées.

### III.3.2. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux minces et continus, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1.  $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$  pour les voiles simples.

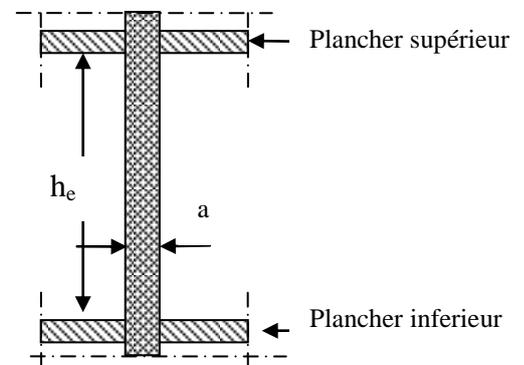
$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$a$  : épaisseur du voile

2.  $a \geq 15cm$

Dans notre cas :

- Entre sol  $h_e = 306 - 20 = 286cm$ .
- RDC  $h_e = 408 - 20 = 388cm$ .
- autres niveaux  $h_e = 306 - 20 = 286 cm$ .



**Figure II.13.** Coupe verticale d'un voile

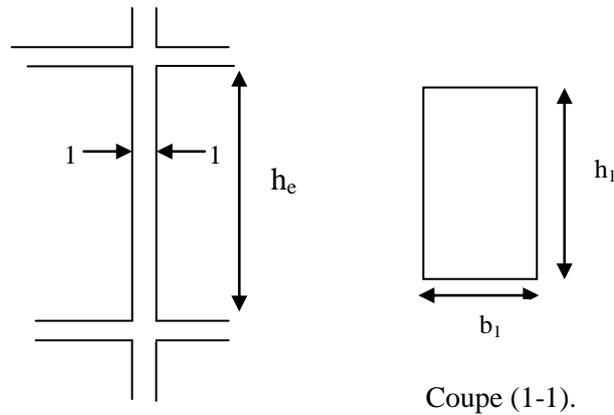
$$a \geq \frac{388}{20} \Rightarrow a \geq 19.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour l'entre sol, le RDC et tous les autres niveaux}$$

des voiles dont l'épaisseur est :  $a = 20 \text{ cm}$ .

### II.3.3. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du

BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.



**Figure II.14.** Hauteur libre d'étage

Les exigences de RPA	{	$\min (b, h) \geq 25\text{cm}$	
		$\min (b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.}$	Pour un poteau rectangulaire.
		$0.25 < b/h < 4.0$	
		$D \geq 30\text{cm}$	pour un poteau circulaire.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Entre-sol , RDC :  $(b, h) = (55, 60) \text{ cm}^2$
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étage :  $(b, h) = (50, 55) \text{ cm}^2$
- 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage :  $(b, h) = (45, 50) \text{ cm}^2$
- 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> étage:  $(b, h) = (40, 45) \text{ cm}^2$
- 10<sup>eme</sup>, 11<sup>eme</sup>, 12<sup>eme</sup> étage:  $(b, h) = (35, 40) \text{ cm}^2$
- Poteau terrasse:  $(b, h) = (30, 35) \text{ cm}^2$

## II.4. ACROTÈRE

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnés dans les plans d'architecture.

- Pour la terrasse accessible on prend  $H=110\text{cm}$  ;
- Pour la terrasse inaccessible on prend  $H=60\text{cm}$ .

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre ( $G$ ) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à  $1\text{ KN/ml}$  provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

Surface des acrotères sont :

$$S_{acce} = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0.1735\text{m}^2$$

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985\text{m}^2$$

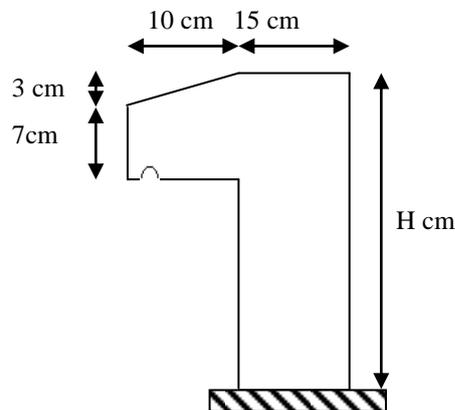


Figure II.15. Schémas de l'acrotère

Volume des acrotères par mètre linéaire :

$$- V_{acce} = S_{acce} \times 1 = 0.1735\text{m}^3.$$

$$- V_{inacce} = S_{inacce} \times 1 = 0.0985\text{m}^3$$

Poids propre des acrotères

$$- G_{acce} = \delta \times V_{acce} = 25 \times 0.1735 = 4.33\text{ KN/ml.}$$

$$- G_{inacce} = \delta \times V_{inacce} = 25 \times 0.0985 = 2.46\text{ KN/ml.}$$

Le poids propre d'enduit intérieur de ciment de 2 cm d'épaisseur

$$- \text{Terrasse accessible} \quad G_{cint} = 20 \times 0.02 \times 1.1 \times 1 = 0.44\text{KN}$$

- Terrasse inaccessible  $G_{cint}=20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{KN}$

Le poids propre d'enduit extérieur de ciment est de 1.5cm d'épaisseur

- Terrasse accessible  $G_{cext}=20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.33 \text{KN}$
- Terrasse inaccessible  $G_{cext}=20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{KN}$

Le poids propre total des acrotères

- Terrasse accessible  $G_{tacc}=G_{acce}+G_{cint}+G_{cext}=5.1 \text{KN/ml}$
- Terrasse inaccessible  $G_{tinac}=G_{inacce}+G_{cint}+G_{cext}=2.88 \text{KN/ml}$ .

## II.5.ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil qui sert à faire monter les usagers verticalement aux différents niveaux du bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale. L'ascenseur qu'on étudie est pour 13 personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Les caractéristiques d'après la table dimensionnelle T30

(Annexe 4)

Longueur : 175

Largeur : 175

Hauteur : 230cm

$V=1.6 \text{m/s} \rightarrow$  Vitesse de levage.

$P_m = 15 \text{KN}$  : Charge due à la salle de machine.

$D_m = 90 \text{KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

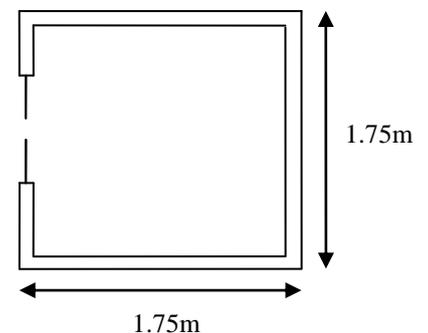
$F_c = 255 \text{KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.

Course maximale = 50m.

$B_s \times T_s = 240 \times 230$  dimensions de la gaine.

Poids de 13 personnes = 1000 kg.

$P = 15 + 90 + 10 = 115 \text{KN}$ .



**Figure II.16.** Dimensions de l'ascenseur

## II.6. DESCENTE DE CHARGES

Il s'agit de déterminer les actions mécaniques verticales (charges), s'exerçant sur les éléments porteurs d'une structure niveau par niveau à partir du haut.

La descente de charge va se faire pour les poteaux  $P_1$  et  $P_2$  car ce sont les plus défavorables.

La descente de charges va être effectuée pour les poteaux  $P_1$  et  $P_2$  (voir Figure II.2) car :

Le poteau  $P_1$  présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux.

Le poteau  $P_2$  est un poteau voisin de la cage d'escalier.

## II.6.1. Evaluation des charges et surcharges

### II.6.1.1 Plancher en corps creux

#### 1-Plancher terrasse accessible

**Tableau II.1.** Charges sur le plancher terrasse

Désignation	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Forme de pente	23.07	0.065	1.5
Etanchéité multicouche	6	0.020	0.12
Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Plancher en corps creux (16+4)	/0	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Charge permanente totale	G= 5.47 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q= 1.5KN/m <sup>2</sup>		

#### 2-Plancher terrasse inaccessible

**Tableau II.2.** Charges sur le plancher terrasse

Désignation	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher en corps creux (16+4)	/0	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 5.67 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q= 1 KN/m <sup>2</sup>		

#### 3-Plancher étage courant

**Tableau II.3.** Charges sur le plancher étage courant

Désignation	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
-------------	---------------------------------	------------------	-------------------------------

Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (16+4)	/	0.2	2.85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Cloison de répartition	/	/	1
Charge permanente totale	G=5.20 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m <sup>2</sup>		

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .

#### 4-Dalle pleine (balcons)

**Tableau II.4.** Charges sur les balcons

Désignation	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Charge permanente totale	G=5.10 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q= 3.5 KN/m <sup>2</sup>		

### II.6.1.2. Les escaliers

#### 1-Palier

**Tableau II.5.** Evaluation des charges de de palier

Désignation	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.16	4.00
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charge permanente totale	G=5.60 KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q= 2.5 KN/m <sup>2</sup>		

#### 2- La volée

**Tableau II.6.** Evaluation de charges de volée

Désignation	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Marche	22	0.17× (1/2)	1.87

Paillasse	25	0.15/cos(32.52)	4.44
Enduit de ciment	20	0.02	0.4

**Tableau II.7.** Tableau récapitulatif des charges sur la volée

Epaisseur de la volée (m)	Inclinaison de la volée (°)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
0.15	32.52	7.91	2.5

**II.6.1.3. Mur extérieur****Tableau II.8.** Evaluation de Charges des murs extérieures

Désignation	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G= 2.85 KN/m <sup>2</sup>		

**II.6.1.4.L'acrotère****Tableau II.9.**évaluation des charges de l'acrotère

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit de ciment (KN/ml)	G (KN/ml)
1	60	10	0.098	2.46	0.42	2.88
2	110	10	0.173	4.33	0.77	5.1

La charge d'exploitation de l'acrotère  $Q=1$  KN/ml (DTR B.C.2.2)

**Application de la loi de dégression**

Comme les surcharges d'exploitations n'agissant pas au même temps, donc on applique la loi de dégression des surcharges.

On a un nombre d'étages supérieurs à 5, on applique la formule suivante :

$$Q_n = (3+n)/2nIQ_i \quad [\text{DTR B.C.22}].$$

On obtient les résultats suivants :

$$\text{Terrasse : } Q_0$$

$$12^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_0 + Q$$

$$11^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_0 + Q + 0.9 Q$$

$$10^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q$$

$$9^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q$$

8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q$

7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$

6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.5Q$

A partir du 6<sup>ème</sup> étage on aura toujours :

5<sup>ème</sup> étage : la surcharge de l'étage  $6 + 0.5 \times \Sigma Q \dots \dots \dots$  DTR B.C2.2 (6.3)

• Les charges revenant au poteau P<sub>1</sub>

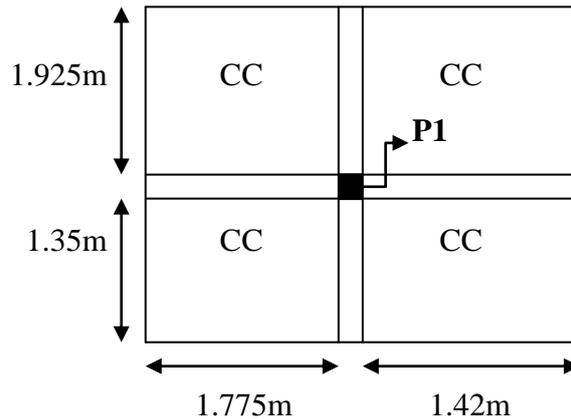


Figure II.17. Surface afférente du poteau P1

**Poids des poteaux :**

**Poteau (entre sol, RDC):**

$-G_1 = 0.60 \times 0.55 \times 25 \times 3.06 = 25.94 \text{ KN}$

$-G_2 = 0.6 \times 0.55 \times 25 \times 4.08 = 33.66 \text{ KN}$

**Poteau (1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage):**

$-G = 0.55 \times 0.50 \times 25 \times 3.06 = 21.03 \text{ KN}$

**Poteau (4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage):**

$-G = 0.50 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 17.21 \text{ KN}$

**Poteau (7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage):**

$G_1 = 0.45 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$

**Poteau (10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup>, 12<sup>ème</sup> étage):**

$G = 0.40 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$

**Poteau terrasse :**

$G = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times 3 = 7.87 \text{ KN}$

**Les surfaces afférentes:**

Pour les charges d'exploitations:

$S = (1.775 + 0.3 + 1.42) \times (1.925 + 0.3 + 1.35) - (0.3 \times 0.3)$

$S = 12.40 \text{ m}^2$

Pour les charges permanentes :

$$S = (1.775 + 1.42) \times (1.925 + 1.35)$$

$$S = 10.46 \text{ m}$$

**Calcul du poids propre des éléments :**

**Tableau II.10.** Tableau récapitulatif des poids des éléments

Élément	Charge permanente total (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN)
Plancher terrasse accessible	5.47	57.21
Plancher terrasse inaccessible	5.67	59.30
Plancher d'étage courant	5.20	54.39
Poutres principales	25	11.05
Poutres secondaires	25	9.58

Donc le poids des poutres est de : 20.63 KN.

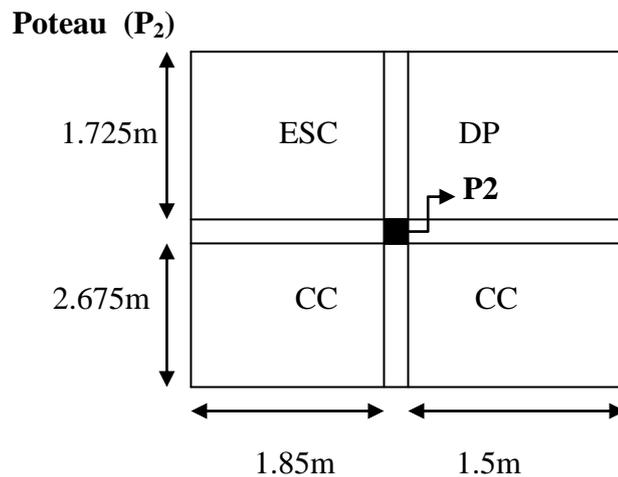
**Tableau II.11.** Tableau récapitulatif des poids des éléments

N° du niveau	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N14	Plancher terrasse	57.21	18.6
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Total	88.55	
N13	Venant de N14	88.55	37.2
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Total	174.28	
N12	Venant de N13	174.28	55.8
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Total	260.01	
N11	Venant de N12	260.01	74.4
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Total	348.8	
N10	Venant de N11	348.8	93
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Total	437.59	
N9	Venant de N10	437.59	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	

	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Total	526.38	111.6
N8	Venant de N9	526.38	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Total	618.61	130.2
N7	Venant de N8	618.61	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Total	710.84	148.8
N6	Venant de N7	710.84	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Total	802.98	167.4
N5	Venant de N6	802.98	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.50×0.55)	21.03	
	Total	899.03	186
N4	Venant de N5	899.03	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.50×0.55)	21.03	
	Total	995.08	204.6
N3	Venant de N4	995.08	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.50×0.55)	21.03	
	Total	1091.13	223.2
N2	Venant de N3	1091.13	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.55×0.60)	33.66	
	Total	1199.81	241.8
N1	Venant de N2	1199.81	
	Plancher E.C	54.39	
	Poutres	20.63	
	Poteau (0.55×0.60)	25.90	
	Total	1301.73	260.4

$$Nu=1.35G+1.5Q=2147.93 \text{ KN}$$

$$1.10 \times Nu= 2362.72 \text{ KN}$$



**Figure II.18:** surface afférente du poteau P2

**Les surfaces afférentes :**

Pour les charges d'exploitations:

$$S = (1.85 + 0.3 + 1.5) \times (1.725 + 0.3 + 2.675) - (0.3 \times 0.3)$$

$$S = 17.06 \text{ m}^2$$

Pour les charges permanentes :

$$S = (1.85 + 1.5) \times (1.725 + 2.675)$$

$$S = 14.74 \text{ m}$$

**Les charges revenant au poteau (P<sub>2</sub>)**

**Tableau II.12.** Tableau récapitulatif des poids des éléments

N° du niveau	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N14	Poids de l'acrotère	7.35	3.19
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.30×0.35)	7.87	
	Dalle pleine	13.10	
	<b>Total</b>	<b>53.22</b>	
N13	Venant de N14	53.22	41.99
	Plancher terrasse	80.62	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Escalier	41.99	

	Dalle pleine	13.10	
	Total	224.54	28.78
N12	Venant de N13	224.54	
	Plancher E.C	76.64	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Dalle pleine	13.10	
	Escalier	41.99	
	Total	391.88	54.37
	N11	Venant de N12	391.88
Plancher E.C		76.64	
Poutres		24.9	
Poteau (0.35×0.40)		10.71	
Dalle pleine		13.10	
Escalier		41.99	
Total		559.22	79.96
N10		Venant de N11	559.22
	Plancher E.C	76.64	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Dalle pleine	13.10	
	Escalier	41.99	
	Total	729.62	105.55
	N9	Venant de N10	729.62
Plancher E.C		76.64	
Poutres		24.9	
Poteau (0.40×0.45)		13.77	
Dalle pleine		13.10	
Escalier		41.99	
Total		900.022	131.14
N8		Venant de N9	900.022
	Plancher E.C	76.64	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Dalle pleine	13.10	
	Escalier	41.99	
	Total	1070.42	156.73
	N7	Venant de N8	1070.42
Plancher E.C		76.64	
Poutres		24.9	
Poteau (0.45×0.50)		17.21	
Dalle pleine		13.10	
Escalier		41.99	
Total		1244.22	182.32
N6		Venant de N7	1244.22
	Plancher E.C	76.64	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	

	Dalle pleine	13.10	207.91
	Escalier	41.99	
	<b>Total</b>	<b>1418.06</b>	
N5	Venant de N6	1418.06	233.5
	Plancher E.C	76.64	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Dalle pleine	13.10	
	Escalier	41.99	
	<b>Total</b>	<b>1591.90</b>	
	Venant de N5	1591.90	
Plancher E.C	76.64		
Poutres	24.9		
Poteau (0.50×0.55)	21.03		
Dalle pleine	13.10		
Escalier	41.99		
<b>Total</b>	<b>1769.56</b>		
N3	Venant de N4	1769.56	284.68
	Plancher E.C	76.64	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.50×0.55)	21.03	
	Dalle pleine	13.10	
	Escalier	41.99	
	<b>Total</b>	<b>1947.22</b>	
N2	Venant de N3	1947.22	310.27
	Plancher E.C	76.64	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.50×0.55)	21.03	
	Dalle pleine	13.10	
	Escalier	41.99	
	<b>Total</b>	<b>2124.88</b>	
N1	Venant de N2	2124.88	335.86
	Plancher E.C	76.64	
	Poutres	24.9	
	Poteau (0.55×0.60)	33.66	
	Dalle pleine	13.10	
	Escalier	47.46	
	<b>Total</b>	<b>2320.64</b>	
	Venant de N1	2320.64	
	Plancher E.C	76.64	

N0	Poutres	24.9	
	Poteau (0.55×0.60)	25.94	
	Dalle pleine	13.10	
	Total	2461.22	361.45

$$Nu=1.35G+1.5Q=3864.82\text{KN}$$

$$1.1Nu= 4251.3042\text{KN}$$

### Récapitulation des résultats :

**Tableau II.13.** Efforts normaux dans les deux poteaux

Poteaux	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	Ns(KN)
Poteau P <sub>1</sub>	1301.73	260.4	2147.93	1562.13
Poteau P <sub>2</sub>	2461.22	361.45	3864.82	2822.67

Le poteau le plus sollicité est **P<sub>2</sub>** avec un effort normal égal à :

$$Nu= 1.35G+1.5Q= 3864.82 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%. Après majoration on trouve : Nu= 4251.30 KN.

### Vérifications

#### ➤ Vérification des poteaux à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :  $Nu/B \leq (0.85 \times f_{c28})/1.5$

$$Nu/B \leq (0.85 \times 25)/1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

#### ➤ Vérification de critère de résistance

**Tableau II.14.** Critère de résistance

Niveau	Nu(KN)	B (m <sup>2</sup> )	Nu/B (MPa)	Critère
Entre -sol, RDC	4251.30	0.33	12.88	Vérifié
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	3333.69	0.275	12.12	Vérifié
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	2499.31	0.225	11.10	Vérifié
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	1680.16	0.18	9.334	Vérifié
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étage	962.68	0.14	06.87	Vérifié
Poteau terrasse	84.29	0.105	0.802	Vérifié

#### ➤ Vérification au flambement

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton = 1.5

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers = 1.15

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

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

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

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

#### ➤ Vérification du poteau de RDC

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.88 = 2.716m.$$

$$B = 0.55 \times 0.60 = 0.33 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.60^3}{12} = 9.9 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{9.9 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.716}{0.173} = 15.69 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.69}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{4251.30 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.2356 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3074 m^2$$

$0.3074 m^2 > 0.2356 m^2$  donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

**Tableau. II.15.** Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm <sup>2</sup> )	Condition $B_r > B_{r, \text{calculé}}$		observation
			$B_r(m^2)$	$B_r \text{ calculé}(m^2)$	
Entre sol, RDC	4251.30	55*60	0.3074	0.2356	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	3333.99	50*55	0.2544	0.1848	vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	2499.31	45*50	0.2064	0.1385	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	1680.16	40*45	0.1634	0.0931	vérifiée
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> et 12 <sup>ème</sup>	962.37	35*40	0.1254	0.05335	vérifiée
Poteau terrasse	84.29	30*35	0.924	0.0046	vérifiée

## II.7. CONCLUSION

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et la satisfaction des vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections ci-après pour les différents éléments à savoir :

- Poutres principales :  $30 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Voile :  $e = 20 \text{ cm}$ .
- Poteaux du RDC et S-Sol:  $55 \times 60 \text{ cm}^2$
- Poteaux d'étage 1, 2 et 3 :  $50 \times 55 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 4, 5 et 6 :  $45 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 7, 8 et 9:  $40 \times 45 \text{ cm}^2$

- Poteaux des étages 10, 11 et 12:  $35 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteau terrasse :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$

### III.1. INTRODUCTION

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

### III.2. LES PLANCHERS

Un plancher est une aire généralement plane réalisée en béton armé, destinée à limiter les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

La résistance : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitations et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.

Le confort : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre structure nous avons des planchers à surcharges modérées, pour cela nous avons opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques.

#### III.2.1. disposition et pré dimensionnement des poutrelles

- **Disposition**

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

1-Le critère de la petite portée.

2-Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

- **Pré dimensionnement**

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$$ht = (16 + 4)cm.$$

Données nécessaires :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

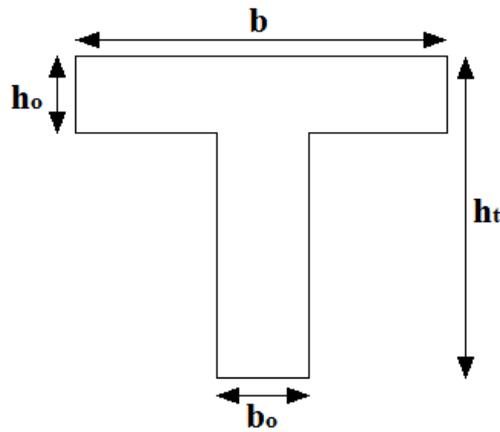
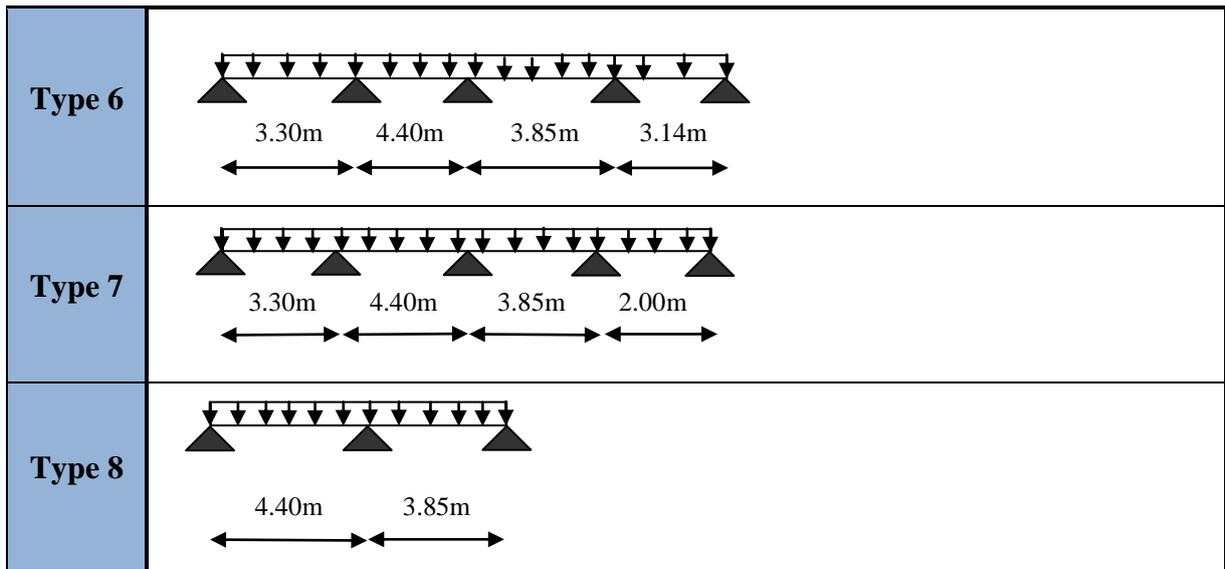


Figure III.1. Dimensions de la poutrelle

a- Les différents types de poutrelles

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques
Type 1	<p>4.00m 3.30m 4.40m 3.85m 4.90m 1.54m</p>
Type 2	<p>4.00m 3.30m 4.40m 3.85m 4.90m</p>
Type 3	<p>4.00m 3.30m 4.40m 3.85m 3.90m</p>
Type 4	<p>4.00m 3.30m 4.40m 3.85m 3.14m</p>
Type 5	<p>4.00m 3.30m 4.40m 3.85m 2.00m</p>



Dans le 1<sup>er</sup> type on a ajouté un appui en plus (poutre de chaînage) pour réduire la flèche .

**Calcul des sollicitations :**

à L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  et  $P_u = bq_u$

à L'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $P_s = bq_s$

Avec :  $b = 0,65$  m.

**Tableau III.2.** Chargement sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_u$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_s$ (KN/ml)
Terrasse	5.67	1	9.154	5.950	6.670	4.335
Etage courant	5.20	1.5	9.270	6.025	6.700	4.355
Commerce	5.20	5	14.52	9.43	10.2	6.63

**b- Méthodes de calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela, nous disposons de deux méthodes : la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ **La méthode forfaitaire**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

-Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2$

-Le rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Avec  $l_i, l_{i+1}$  : longueur entre axe de deux travées successive.

-Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

-Fissuration peu nuisible.

➤ **Exposé de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire [BAEL 91]**

• **Les moments fléchissant**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes en valeur pondérée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

Les conditions à vérifier :

$$(1) \dots \dots \dots M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$(2) \dots \dots \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \longrightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \longrightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$  : Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$  : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$  : Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.

$0.15 \times M_0$  : Pour les appuis de rive.

• **Évaluation des efforts tranchants  $V_u$  :**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas, les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques, sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ; l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10% s'il s'agit d'une poutre à plusieurs travées.

#### ❖ La méthode de Caquot

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées si l'une des 3 conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

##### ➤ Application de la méthode

##### • Evaluation des moments

##### ✓ En appuis

$$M_i = -\frac{q_g * l_g'^3 + q_d * l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,8 \times l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

$l_g', l_d'$  : Longueur fictives gauche et droite

$q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement

##### ✓ En travée

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$M_0$  : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[ \frac{M_g - M_d}{l * P_u} \right]$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

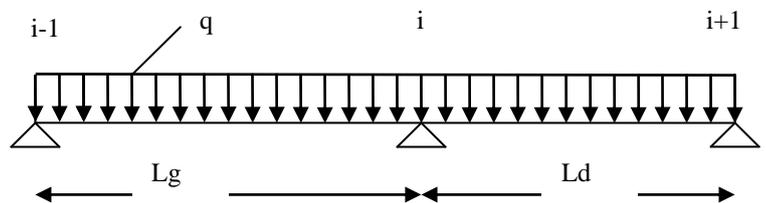


Figure III.2. Schéma statique de la poutre.

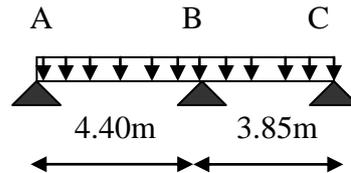
Dans notre cas, on applique les deux méthodes forfaitaire et Caquot pour la détermination des sollicitations.

**Calcul des sollicitations**

-Pour le plancher étage courant :

❖ **Exemple de calcul par la méthode forfaitaire**

**Poutrelle type 8 :** Qui contient la plus grande travée et qui donne les cas les plus défavorables.



**Figure III.3.**Schéma statique de la poutrelle type 8

▪ **Vérification des conditions de BAEL**

- 1<sup>ère</sup> condition :

Plancher étage courant

$$G = 5.20KN / m^2$$

$$Q = 1.5KN / m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.20; 5)KN / m^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

-2<sup>ème</sup> condition :

$$0.8 \leq \frac{4.40}{3.85} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> condition sont vérifiées.

• **Moments isostatiques**

À l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.025 \times 4.4^2}{8} = 14.580KN.m$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6.025 \times 3.85^2}{8} = 11.163KN.m$$

À l'ELS

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{4.355 \times 4.4^2}{8} = 10.539KN.m$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 8.068KN.m$$

• **Moments sur les appuis**

a- Appuis de rive

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

### b- Appuis intermédiaires

#### À l'ELU

$$M_A = M_C = 0.15 \times (14.580) = 2.187 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.6 \times 14.580 = 8.748 \text{ KN.m}$$

#### À l'ELS

$$M_A = M_C = 0.15 \times (10.539) = 1.580 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.6 \times 10.539 = 6.323 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.20} = 0.223$$

$$\alpha = 0.223 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.066 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.266 \end{cases}$$

#### À l'ELU

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

#### Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 14.580 - \frac{0 + 8.748}{2} = 11.168 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0.633 \times 14.58 = 9.229 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{De (1) et (2)} \rightarrow M_t^{AB} = 11.168 \text{ KN.m}$$

#### Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 11.163 - \frac{8.748 + 0}{2} = 7.525 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0.633 \times 11.163 = 7.066 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{De (1) et (2)} \rightarrow M_t^{BC} = 7.525 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 10.539 - \frac{0 + 6.323}{2} = 8.073 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.633 \times 10.539 = 6.671 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

De (1) et (2)  $\rightarrow M_t^{AB} = 8.073 \text{ KN.m}$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.066 \times 8.068 - \frac{6.323 + 0}{2} = 5.439 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0.633 \times 8.068 = 5.107 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

De (1) et (2)  $\rightarrow M_t^{BC} = 5.439 \text{ KN.m}$

• Les efforts tranchants

À l'ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{6.025 \times 4.4}{2} = 13.255 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -15.243 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.025 \times 3.85}{2} = 13.337 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.025 \times 3.85}{2} = -11.598 \text{ KN}$$

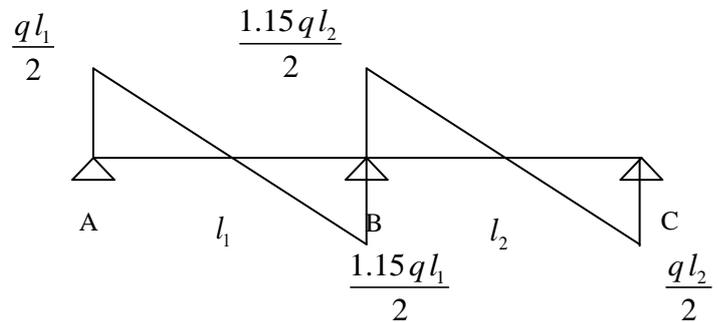


Figure III.4. Evaluation des efforts tranchants

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

Tableau III.3. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 8

Travée	Plancher	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	Courant	4.4	6.025	14.580	0	8.748	11.168	13.255	-15.243
	Terrasse	4.4	6.262	15.154	0	-9.092	11.585	13.776	-15.842
B-C	Courant	3.85	6.025	11.163	-8.748	0	7.525	13.337	-11.598

Terrasse	3.85	6.262	11.602	-9.092	0	7.804	13.862	-12.054
----------	------	-------	--------	--------	---	-------	--------	---------

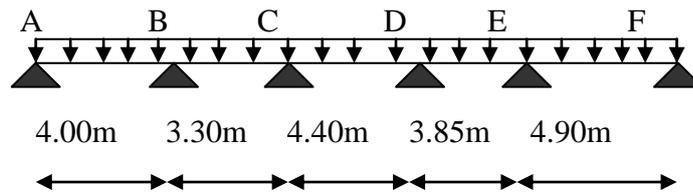
**Tableau III.4.** Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 8

Travée	Plancher	L(m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	Courant	4.4	4.355	10.539	0	-6.323	8.073
	Terrasse	4.4	4.530	15.154	0	-6.579	11.585
B-C	Courant	3.85	4.355	8.068	-6.323	0	5.439
	Terrasse	3.85	4.530	11.602	-6.579	0	7.804

❖ **Exemple de calcul par la méthode de Caquot :**

➤ **Poutrelle type 2 : (plancher étage courant)**

La 2<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de CAQUOT, basée sur la théorie générale des poutres continues avec modification de coefficient numérique, en plus de l'utilisation des longueurs fictives.



**Figure III.5.** Poutrelle type 2

➤ **Moments aux appuis**

$$M_A = M_F = 0$$

**A l'ELU**

$$M_B = -\frac{4.5 (4^3 + 2.64^3)}{8.5(4 + 2.64)} = -6.56 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.5 (2.64^3 + 3.52^3)}{8.5(2.64 + 3.52)} = -5.32 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4.5 (3.08^3 + 3.52^3)}{8.5(3.08 + 3.52)} = -5.84 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{4.5 (3.08^3 + 4.9^3)}{8.5(3.08 + 4.9)} = -9.74 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS**

$$M_B = -\frac{3.22 (4^3 + 2.64^3)}{8.5(4 + 2.64)} = -4.70 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.22 (2.64^3 + 3.52^3)}{8.5(2.64 + 3.52)} = -3.81 \text{ KN.m}$$

$$M_D = - \frac{3.22(3.08^3 + 3.52^3)}{8.5(3.08 + 3.52)} = -4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_E = - \frac{3.22(3.08^3 + 4.9^3)}{8.5(3.08 + 4.9)} = -6.97 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées**

**A l'ELU**

$$\begin{cases} X_{0AB} = 2.27\text{m} \\ M_{AB} = 8.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{0BC} = 2.24\text{m} \\ M_{BC} = 1.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{0CD} = 2.62\text{m} \\ M_{CD} = 8.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{0DE} = 1.75\text{m} \\ M_{DE} = 3.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{0EF} = 2.77\text{m} \\ M_{EF} = 13.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A l'ELS**

$$\begin{cases} X_{0AB} = 2.27\text{m} \\ M_{AB} = 5.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{0BC} = 2.24\text{m} \\ M_{BC} = 1.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{0CD} = 2.62\text{m} \\ M_{CD} = 6.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{0DE} = 1.75\text{m} \\ M_{DE} = 2.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{0EF} = 2.77\text{m} \\ M_{EF} = 9.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Efforts tranchants**

**A l'ELU**

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_g = 10.41 \text{ KN} \\ V_d = -13.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_g = 10.31 \text{ KN} \\ V_d = -9.56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_g = 13.13 \text{ KN} \\ V_d = -13.36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée D-E : } \begin{cases} V_g = 10.58 \text{ KN} \\ V_d = -12.61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée E-F : } \begin{cases} V_g = 12.77 \text{ KN} \\ V_d = -12.77 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations pour les différents types des poutrelles

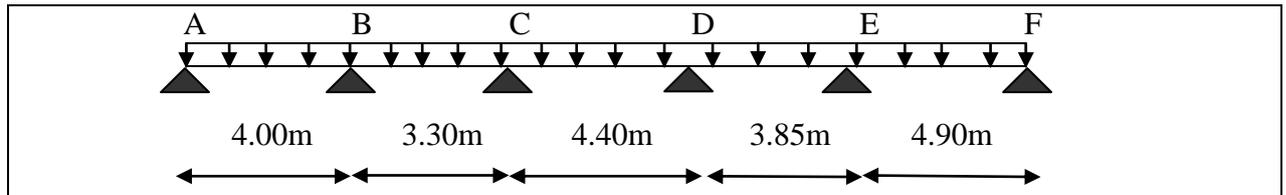
Tableau III.5. Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 1

Travée	Plancher	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$X_0$ (m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	Courant	4.00	6.026	1.72	0	-6.57	8.98	10.40	-13.69
	Terrasse	4.00	6.262	1.72	0	-6.80	9.35	10.82	-14.22
B-C	Courant	3.30	6.026	1.71	-6.57	-5.33	2.25	10.31	-9.56
	Terrasse	3.30	6.262	1.71	-6.80	-5.52	2.37	10.72	-9.94
C-D	Courant	4.40	6.026	2.18	-5.33	-5.84	8.99	13.14	-13.37
	Terrasse	4.40	6.262	2.18	-5.52	-6.05	9.36	13.65	-13.89
D-E	Courant	3.85	6.026	1.88	-5.84	-6.77	4.85	11.36	-11.84
	Terrasse	3.85	6.262	1.88	-6.05	-7.00	5.07	11.80	-12.30
E-F	Courant	4.90	6.025	2.09	-6.77	-17.26	6.44	12.62	-16.90
	Terrasse	4.90	6.262	2.09	-7.00	-17.86	6.74	13.12	-17.55
F-G	Courant	1.54	6.025	2.63	-17.26	0	3.58	15.85	6.57
	Terrasse	1.54	6.262	2.62	-17.86	0	3.67	16.42	6.78

Tableau III.6. Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 1

Travée	Plancher	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$X_0$ (m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	Courant	4.00	4.355	1.72	0	-4.71	6.51
	Terrasse	4.00	4.530	1.72	0	-4.87	6.78
B-C	Courant	3.30	4.355	1.71	-4.71	-3.82	1.66
	Terrasse	3.30	4.530	1.71	-4.87	-3.95	1.75
C-D	Courant	4.40	4.355	2.18	-3.82	-4.19	6.53
	Terrasse	4.40	4.530	2.18	-3.95	-4.33	6.81
D-E	Courant	3.85	4.355	1.88	-4.19	-4.85	3.55
	Terrasse	3.85	4.530	1.88	-4.33	-5.02	3.71
E-F	Courant	4.90	4.355	2.09	-4.85	-12.37	4.72
	Terrasse	4.90	4.530	2.09	-5.02	-4.59	4.95
F-G	Courant	1.54	4.355	2.63	-12.37	0	2.51
	Terrasse	1.54	4.530	2.62	-4.59	0	2.58

**Tableau III.7.** Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 2

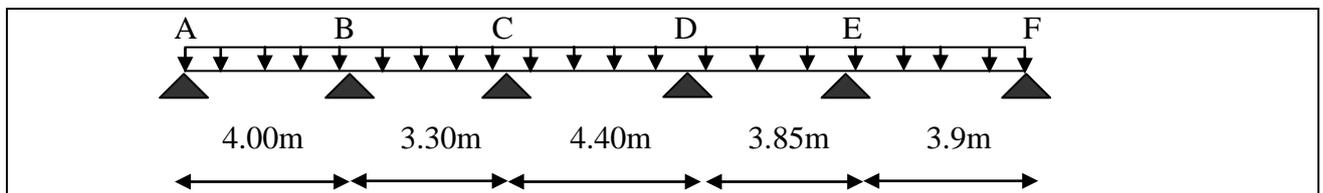


Travée	Plancher	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	Courant	4.00	6.025	1.72	0	-6.57	8.98	10.40	-13.69
	Terrasse	4.00	6.260	1.72	0	-6.80	9.35	10.82	-14.22
B-C	Courant	3.30	6.025	1.71	-6.57	-5.33	2.25	10.31	-9.56
	Terrasse	3.30	6.260	1.71	-6.80	-5.52	2.37	10.72	-9.94
C-D	Courant	4.40	6.025	2.18	-5.33	-5.84	8.99	13.14	-13.37
	Terrasse	4.40	6.260	2.18	-5.52	-6.05	9.36	13.65	-13.89
D-E	Courant	3.85	6.025	1.75	-5.84	-9.74	3.44	10.58	-12.61
	Terrasse	3.85	6.260	1.75	-6.05	-10.09	3.61	11.00	-13.10
E-F	Courant	4.90	6.025	2.78	-9.74	0	13.53	16.75	-12.77
	Terrasse	4.90	6.260	2.77	-10.09	0	14.08	17.40	-13.28

**Tableau III.8.** Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 2

Travée	Plancher	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	Courant	4.00	4.355	1.72	0	-4.71	6.51
	Terrasse	4.00	4.530	1.71	0	-4.88	6.78
B-C	Courant	3.30	4.355	1.71	-4.71	-3.82	1.66
	Terrasse	3.30	4.530	1.71	-4.88	-3.96	1.75
C-D	Courant	4.40	4.355	2.18	-3.82	-4.19	6.53
	Terrasse	4.40	4.530	2.18	-3.96	-4.34	6.81
D-E	Courant	3.85	4.355	1.75	-4.19	-6.98	2.52
	Terrasse	3.85	4.530	1.75	-4.34	-7.24	2.66
E-F	Courant	4.90	4.355	2.78	-6.98	0	9.81
	Terrasse	4.90	4.530	2.77	-7.24	0	10.21

**Tableau III.9.** Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 3



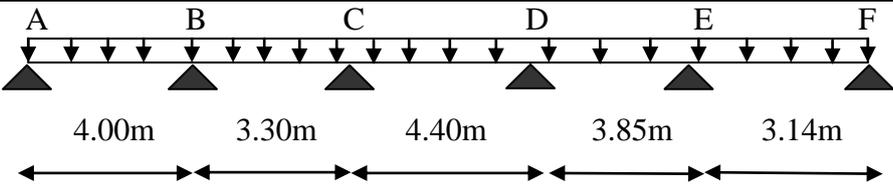
Travée	Plancher	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	Courant	4.00	6.026	1.72	0	-6.57	8.98	10.40	-13.69
	Terrasse	4.00	6.262	1.72	0	-6.80	9.35	10.82	-14.22
	Commerce	4.00	9.438	1.69	0	-11.55	13.53	15.98	-21.76

B-C	Courant	3.30	6.026	1.71	-6.57	-5.33	2.25	10.31	-9.56
	Terrasse	3.30	6.262	1.71	-6.80	-5.52	2.37	10.72	-9.94
	Commerc e	3.30	9.438	1.72	-11.55	-9.37	2.40	16.23	-14.91
C-D	Courant	4.40	6.026	2.18	-5.33	-5.84	8.99	13.14	-13.37
	Terrasse	4.40	6.262	2.18	-5.52	-6.05	9.36	13.65	-13.89
	Commerc e	4.40	9.438	2.17	-9.37	-10.27	13.01	20.55	-20.96
D-E	Courant	3.85	6.026	1.88	-5.84	-6.72	4.88	11.37	-11.82
	Terrasse	3.85	6.262	1.88	-6.05	-6.95	5.10	11.81	-12.28
	Commerc e	3.85	9.438	1.88	-10.27	-11.81	6.44	17.76	-18.56
E-F	Courant	3.90	6.026	2.23	-6.72	0	8.34	13.47	-10.02
	Terrasse	3.90	6.262	2.23	-6.95	0	8.68	13.99	-10.42
	Commerc e	3.90	9.438	2.27	-11.81	0	12.52	21.43	-15.37

**Tableau III.10.** Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 3

Travée	Plancher	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	Courant	4.00	4.355	1.72	0	-4.71	6.51
	Terrasse	4.00	4.531	1.72	0	-4.88	6.78
	commerce	4.00	6.63	1.69	0	-8.03	9.54
B-C	Courant	3.30	4.355	1.71	-4.71	-3.82	1.66
	Terrasse	3.30	4.531	1.71	-4.88	-3.96	1.75
	commerce	3.30	6.63	1.72	-8.03	-6.51	1.76
C-D	Courant	4.40	4.355	2.18	-3.82	-4.19	6.53
	Terrasse	4.40	4.531	2.18	-3.96	-4.34	6.81
	commerce	4.40	6.63	2.17	-6.51	-7.14	9.21
D-E	Courant	3.85	4.355	1.88	-4.19	-4.81	3.56
	Terrasse	3.85	4.531	1.88	-4.34	-4.99	3.73
	commerce	3.85	6.63	1.88	-7.14	-8.21	4.61
E-F	Courant	3.90	4.355	2.23	-4.81	0	6.04
	Terrasse	3.90	4.531	2.23	-4.99	0	6.29
	commerce	3.90	6.63	2.27	-8.21	0	8.83

**Tableau III.11.** Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 4



Travée	Plancher	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	Courant	4.00	6.026	1.72	0	-6.57	8.98	10.40	-13.69
	Terrasse	4.00	6.260	1.72	0	-6.80	9.35	10.82	-14.22
B-C	Courant	3.30	6.026	1.71	-6.57	-5.33	2.25	10.31	-9.94

	Terrasse	3.30	6.260	1.71	-6.80	-5.52	2.37	10.72	-9.94
C-D	Courant	4.40	6.026	2.18	-5.33	-5.84	8.99	13.14	-13.37
	Terrasse	4.40	6.260	2.18	-5.52	-6.05	9.36	13.65	-13.89
D-E	Courant	3.85	6.026	1.95	-5.84	-5.12	5.67	11.78	-11.41
	Terrasse	3.85	6.260	1.95	-6.05	-5.30	5.92	12.24	-11.86
E-F	Courant	3.14	6.026	1.84	-5.12	0	5.08	11.09	-7.82
	Terrasse	3.14	6.260	1.84	-5.30	0	5.29	11.51	-8.14

**Tableau III.12.** Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 4

Travée	Plancher	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	Courant	4.00	4.355	1.72	0	-4.71	6.51
	Terrasse	4.00	4.530	1.72	0	-4.88	6.78
B-C	Courant	3.30	4.355	1.71	-4.71	-3.82	1.66
	Terrasse	3.30	4.530	1.71	-4.88	-3.96	1.75
C-D	Courant	4.40	4.355	2.18	-3.82	-4.19	6.53
	Terrasse	4.40	4.530	2.18	-3.96	-4.34	6.81
D-E	Courant	3.85	4.335	1.95	-4.19	-3.67	4.13
	Terrasse	3.85	4.530	1.95	-4.34	-3.80	4.32
E-F	Courant	3.14	4.335	1.84	-3.67	0	3.68
	Terrasse	3.14	4.530	1.84	-3.80	0	3.83

**Tableau III.13.** Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 5

Travée	Plancher	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	Courant	4.00	6.025	1.72	0	-6.57	8.98	10.41	-13.49
	Terrasse	4.00	6.260	1.72	0	-6.80	9.35	10.82	-14.21
B-C	Courant	3.30	6.025	1.71	-6.57	-5.33	2.25	10.31	-9.56
	Terrasse	3.30	6.260	1.71	-6.80	-5.52	2.37	10.72	-9.94
C-D	Courant	4.40	6.025	2.18	-5.33	-5.84	8.99	13.14	-13.37
	Terrasse	4.40	6.260	2.18	-5.52	-6.05	9.36	13.65	-13.89
D-E	Courant	3.85	6.025	2.01	-5.84	-3.88	6.32	12.10	-11.08
	Terrasse	3.85	6.260	2.00	-6.05	-4.01	6.59	12.59	-11.52
E-F	Courant	2.00	6.025	1.32	-3.88	0	1.38	7.96	-4.08
	Terrasse	2.00	6.260	1.32	-4.01	0	1.44	8.26	-4.26

**Tableau III.14.** Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 5

Travée	Plancher	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	Courant	4.00	4.335	1.72	0	-4.71	6.51
	Terrasse	4.00	4.530	1.72	0	-4.88	6.78
B-C	Courant	3.30	4.335	1.71	-4.71	-3.82	1.66
	Terrasse	3.30	4.530	1.71	-4.88	-3.96	1.75
C-D	Courant	4.40	4.335	2.18	-3.82	-4.19	6.53
	Terrasse	4.40	4.530	2.18	-3.96	-4.34	6.81
D-E	Courant	3.85	4.335	2.01	-4.19	-2.78	4.59
	Terrasse	3.85	4.530	2.00	-4.34	-2.88	4.79
E-F	Courant	2.00	4.335	1.32	-2.78	0	1.09
	Terrasse	2.00	4.530	1.32	-2.88	0	1.05

**Tableau III.15.** Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 6

Travée	Plancher	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	Courant	3.30	6.026	1.33	0	-6.18	5.40	8.07	-11.81
	Terrasse	3.30	6.262	1.34	0	-6.39	5.62	8.39	-12.27
	Commerce	3.30	9.438	1.30	0	-10.85	7.99	12.28	-18.86
B-C	Courant	4.40	6.026	2.21	-6.18	-5.84	8.56	13.33	-13.18
	Terrasse	4.40	6.262	2.21	-6.39	-6.05	8.93	13.85	-13.69
	Commerce	4.40	9.438	2.21	-10.85	-10.26	12.27	20.89	-20.63
C-D	Courant	3.85	6.026	1.95	-5.84	-5.12	5.67	11.78	-11.41
	Terrasse	3.85	6.262	1.95	-6.05	-5.30	5.92	12.24	-11.86
	Commerce	3.85	9.438	1.96	-10.26	-9.00	7.84	18.49	-17.83
D-E	Courant	3.14	6.026	1.84	-5.12	0	5.08	11.09	-7.82
	Terrasse	3.14	6.262	1.84	-5.301	0	5.29	11.52	-8.14
	Commerce	3.14	9.438	1.87	-9.00	0	7.56	17.68	-11.94

**Tableau III.16.** Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 6

Travée	Plancher	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	Courant	3.30	4.355	1.33	0	-4.43	3.92
	Terrasse	3.30	4.531	1.34	0	-4.59	4.08
	commerce	3.30	6.63	1.30	0	-7.54	5.64
B-C	Courant	4.40	4.355	2.21	-4.43	-4.19	6.22
	Terrasse	4.40	4.531	2.21	-4.59	-4.34	6.49

	commerce	4.40	6.63	2.21	-7.54	-7.13	8.69
C-D	Courant	3.85	4.355	1.95	-4.19	-3.67	4.13
	Terrasse	3.85	4.531	1.95	-4.34	-3.80	4.32
	commerce	3.85	6.63	1.96	-7.13	-6.25	5.85
D-E	Courant	3.14	4.355	1.84	-3.67	0	3.68
	Terrasse	3.14	4.531	1.84	-3.80	0	3.84
	commerce	3.14	6.63	1.87	-6.25	0	5.33

**Tableau III.17.** Les sollicitations à ELU pour la poutrelle type 7

Travée	Plancher	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$X_0$ (m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	Courant	3.30	6.026	1.33	0	-6.18	5.40	8.07	-11.81
	Terrasse	3.30	6.262	1.34	0	-6.38	5.62	8.39	-12.2
	Commerce	3.30	9.438	1.30	0	-10.85	7.99	12.28	-18.86
B-C	Courant	4.40	6.026	2.21	-6.18	-5.84	8.56	13.33	-13.18
	Terrasse	4.40	6.262	2.21	-6.38	-6.05	8.93	13.84	-13.69
	Commerce	4.40	9.438	2.21	-10.85	-10.26	12.27	20.89	-20.63
C-D	Courant	3.85	6.026	2.01	-5.84	-3.87	6.32	12.11	-11.08
	Terrasse	3.85	6.262	2.00	-6.05	-4.00	6.59	12.57	-11.53
	Commerce	3.85	9.438	2.02	-10.26	-6.81	8.97	19.04	-17.26
D-E	Courant	2.00	6.026	1.32	-3.87	0	1.38	7.96	-4.08
	Terrasse	2.00	6.262	1.32	-4.00	0	1.44	8.27	-4.25
	Commerce	2.00	9.438	1.36	-6.81	0	1.92	12.85	-6.02

**Tableau III.18.** Les sollicitations à ELS pour la poutrelle type 7

Travée	Plancher	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$X_0$ (m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	Courant	3.30	4.355	1.33	0	-4.43	3.92
	Terrasse	3.30	4.531	1.34	0	-4.58	4.08
	commerce	3.30	6.63	1.30	0	-7.54	5.64
B-C	Courant	4.40	4.355	2.21	-4.43	-4.19	6.22
	Terrasse	4.40	4.531	2.21	-4.58	-4.33	6.49
	commerce	4.40	6.63	2.21	-7.54	-7.13	8.68
C-D	Courant	3.85	4.355	2.00	-4.19	-2.78	4.59
	Terrasse	3.85	4.531	2.00	-4.33	-2.87	4.79
	commerce	3.85	6.63	2.02	-7.13	-4.73	6.37
D-E	Courant	2.00	4.355	1.32	-2.78	0	1.00
	Terrasse	2.00	4.531	1.32	-2.87	0	1.05
	commerce	2.00	6.63	1.36	-4.73	0	1.36

### III .2.2. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage, la poutrelle type2 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts :

$$\text{I'ELU : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 13.53 \text{ KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.71 \text{ KN.m (rive)} \\ -9.74 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases} \\ V^{Max} = 16.75 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{I'ELS : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 9.81 \text{ KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.96 \text{ KN.m (Rive)} \\ -6.98 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$H = 16 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

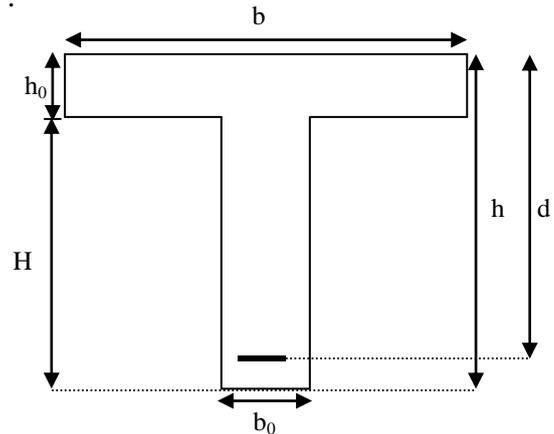


Figure III.6. Dimensions de la poutrelle

#### A- Calcul à l'ELU

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une section en T.

Si :  $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression,

donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$M_{TU}$  : Le moment équilibré par la table de compression.

#### 1-Armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 13.53 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.53 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0452 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l (1 - 0.4\alpha_l) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0452 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0578$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.175 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 1.61 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A^{\text{travée}} = 1.61 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

On prend  $A_s = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

**Ferraillage en appuis**

- Appuis intermédiaire

$$M_{Interne}^a = -9.74 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.211 > 0.189 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.299$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.158m$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Interne}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 1.77cm^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$$A_a^{Interne} = 1.77cm^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

$$\text{On prend } A_s = 2HA12 = 2.26cm^2$$

- **Appuis de rive**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$ .

$$M_{Rive}^a = -2.71KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0589 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0759$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.1745m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.446cm^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$$A_a^{Rive} = 0.446cm^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

On prend  $A_s = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'effort tranchant**

D'après le **CBA93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16.75 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.930 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et  $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.20 f_{c28} / 1.15; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.930 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

**-Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 16.75 \times 10^{-3}}{400} = 0.481 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

**-Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [16.75 - \frac{9.74}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -1.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -1.24 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

D'après le **CBA93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{16.75 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.093 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table -nervure

**2- Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier de 2HA6  $\Rightarrow A_t = 0.57\text{cm}^2$

• **Calcul de l'espacement**

Selon le CBA (art A.5.1.2.3) :

$$St = \min \begin{cases} \bullet (0.9d, 40\text{cm}) = 16.20\text{cm} \\ \bullet \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57\text{cm} \\ \bullet \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 39.39\text{cm} \end{cases}$$

Avec K =1 (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: St =15 cm.

**a- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

**a.1. Vérification de la bielle**

D'après le CBA93 (art A.5.1.3) :

On doit vérifier si :  $V_u \leq 0.267.a.b_0.f_{c28}$

$a \leq 0.9.d = 0.162\text{ m}$  soit :  $a = 0.162\text{ m}$

$\Rightarrow V_u = 16.75\text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.13\text{ KN}$  .....vérifiée.

**a.2. Vérification des armatures longitudinales**

• **Appuis de rives**

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 16.75 \times 10^{-3}}{400} = 0.481\text{cm}$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.86\text{ cm}^2$$

$$A_L > \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Appui intermédiaire**

$$A_a \geq [V_u + (Ma/0.9 \times d)] \gamma_s / f_e$$

$$A_a \geq [16.75 - (9.74/0.9 \times 0.18)] 1.15/400$$

Donc aucune vérification à faire.

**III.1.2.1.Ferraillage des poutrelles**

**Tableau III.19.** Calcul des sections d'armatures des poutrelles

		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	A adopté ( $\text{cm}^2$ )
RDC coté commerce	Travée	13.53	0.045	0.057	17.50	1.610	1.412	3HA10=2.36
	Appui interm	-11.81	0.243	0.353	15.40	2.203	0.220	2HA12 =2.26
	Appui de rive	-2.97	0.064	0.082	17.40	0.490	0.220	1HA12 =1.13

Etage Courant	Travée	13.53	0.045	0.057	17.50	1.610	1.410	3HA10 =2.36
	Appui interm	-9.74	0.211	0.299	15.80	1.770	0.220	1HA12+1HA10 =1.92
	Appui de rive	-2.71	0.058	0.075	17.45	0.446	0.220	1HA10 =0.79
Terrasse	Travée	14.08	0.047	0.060	17.56	2.30	1.412	3HA10 =2.36
	Appui interm	-10.09	0.225	0.322	15.68	1.90	0.220	2HA12 =2.26
	Appui de rive	-2.09	0.045	0.058	17.58	0.341	0.220	1HA10 =0.79

### Vérification des poutrelles à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

*BAEL 91(Article B.6.3)*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

➤ **En travée**

$$M_{Tser}^{\max} = 9.81 \text{KN.m}$$

$$A_s = 2.36 \text{ (cm}^2\text{)}$$

**-Position de l'axe neutre**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 0.244 \times 10^{-4} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4})y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.039 \text{m}$$

**-Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 8323.14 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.91 \times 9.81 \times 10^3}{8323.11} = 4.608 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **En appuis**

$$M_{ser}^{max} = 6.98 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

L'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b \cdot h$ .

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$Y = 0.038 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 8024.48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.8 \times 6.98 \times 10^3}{8024.48} = 3.305 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche** : elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et celle du **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{490} = 0.040 < \frac{1}{16}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Tel que :

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} = 0.98cm$$

### Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

### Contraintes ( $\sigma_s$ )

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

### -Inerties fictives ( $I_f$ )

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

### Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.852KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.20 = 3.38KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.20 + 1.5) = 4.355KN / m$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.852 \times 4.9^2}{8} = 5.558KN.m$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.38 \times 4.9^2}{8} = 10.144KN.m$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.355 \times 4.9^2}{8} = 13.070 \text{ KN.m}$$

### -Propriété de la section

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1335.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1335.4} \times \left( \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.21 \Rightarrow V_2 = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.21^3 + 9.79^3) + 15 \times 2.36 \times (9.79 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 48311.41 \text{ cm}^4$$

$$I = 8323.14 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.039 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}\right) \times 0.013} = 3.281 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.28 = 1.31$$

### Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = 141.23 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 257.770 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 332.122 \text{ Mpa}$$

### Calcul des inerties fictives

$$\mu_j = 0.389 \quad ; \quad \mu_g = 0.762 \quad ; \quad \mu_p = 0.212$$

$$I_{f_{ij}} = 41637.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 15183.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 31341.96 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 26594.94 \text{ cm}^4$$

### Calcul des flèches

$$f_{ji} = \frac{5.558 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 41637.68 \times 10^{-8}} = 0.99 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{10.144 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 15183.05 \times 10^{-8}} = 4.987 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{13.07 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 31341.96 \times 10^{-8}} = 3.11 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{10.144 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 10721.4 \times 26594.94 \times 10^{-8}} = 8.541 \times 10^{-3} \text{ m}$$

### La flèche totale $\Delta f$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8.541 - 0.99 + 3.11 - 4.987) \times 10^{-3} = 5.66 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.566 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.98 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

### Vérification à l'ELS

**a- Etat limite de compression de béton :** les résultats sont représentés dans le tableau

**Tableau III.20.** Vérification des états limites de compression du béton

		En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
		$M_t$ KN.m	I cm <sup>4</sup>	$\sigma$ Mpa	$M_a$ KN.m	I cm <sup>4</sup>	$\sigma$ Mpa	
RDC commerce	Poutrelles de type3	9.210	8324.14	4.315	8.210	8024.48	3.887	15
Etage Courant	Poutrelles de type2	9.810	8323.14	4.608	6.980	8024.48	3.305	15
Terrasse	Poutrelles de type2	10.21	8324.41	4.784	7.240	8024.48	3.428	15

**b- Etat limite de déformation :**

les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21.** Vérification des états limites de déformation.

	RDC Commerce	Etage courant	Terasse
Type	3	2	2
$q_{jser}$ KN/m	1.852	1.852	1.852
$q_{gser}$ KN/m	3.38	3.38	3.555
$q_{pser}$ KN/m	6.630	4.355	4.530
$M_{jser}$ KN.m	3.704	5.558	5.558
$M_{gser}$ KN.m	6.76	10.14	10.66
$M_{pser}$ KN.m	13.26	13.07	13.59
$I_0$ Cm <sup>4</sup>	48311.41	48311.41	48311.41
$\rho$	0.013	0.013	0.013
$\lambda_i$	3.28	3.28	3.28
$\lambda_v$	1.31	1.31	1.31
$\sigma_{sj}$ Mpa	94.12	141.2	47.06
$\sigma_{sg}$ Mpa	171.77	257.77	271.11
$\sigma_{sp}$ Mpa	336.95	332.12	345.46
$\mu_j$	0.474	0.389	0.191
$\mu_g$	0.333	0.762	0.773
$\mu_p$	0.81	0.21	0.81

$I_{f_{ij}}$ Cm <sup>4</sup>	20797.85	4163.68	32669.51
$I_{f_{ig}}$ Cm <sup>4</sup>	25395.79	15183.05	15028.09
$I_{f_{ip}}$ Cm <sup>4</sup>	14503.29	31341.96	14451.52
$I_{f_{vg}}$ Cm <sup>4</sup>	37001.42	26594.94	26404.53
$f_{ji}$ mm	0.885	0.99	1.270
$f_{gi}$ mm	1.324	4.987	5.300
$f_{pi}$ mm	4.548	3.11	7.023
$f_{gv}$ mm	2.726	8.541	3.016
$\Delta f$ mm	5.0675	5.66	3.469
$f_{adm}$ mm	8	9.8	9.8

- **Ferrailage de la dalle de compression**

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

**Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

4HA8/ml=2.01cm<sup>2</sup>/ml    perpendiculaires aux poutrelles

→St=25cm

4HA8/ml=2.01cm<sup>2</sup>/ml    parallèles aux poutrelles

→St=25cm

Schéma de ferrailage

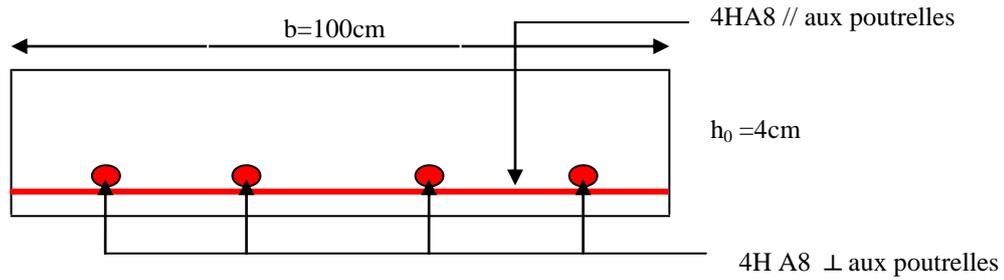
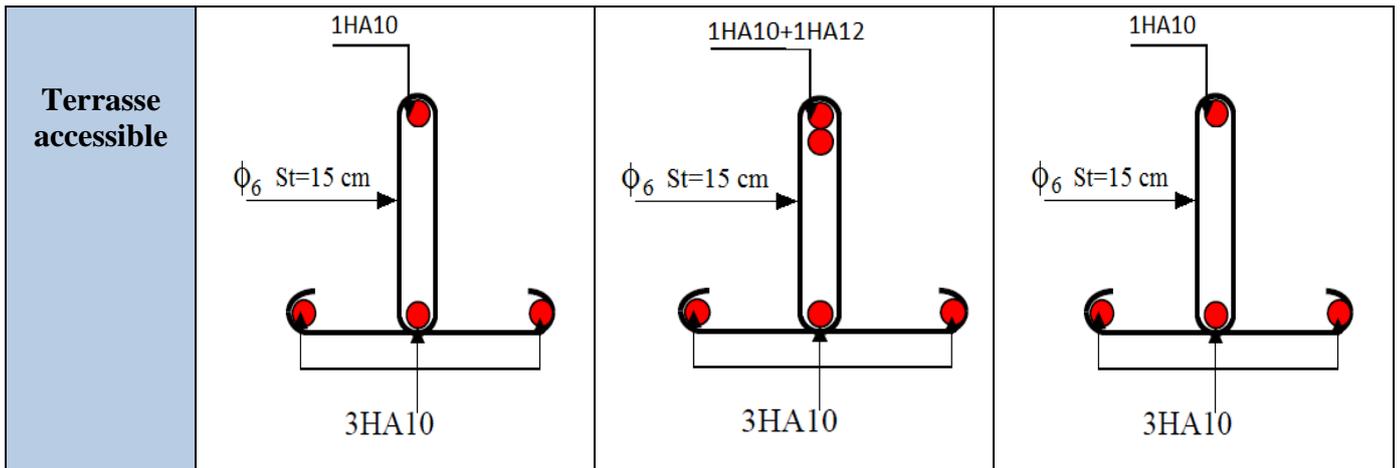


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Le tableau suivant récapitule les différents ferrailages

Tableau III.22. Schémas de ferrillages des poutrelles

Plancher	Schémas de ferrillages des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	Travée
RDC coté commerce			
Etage courant			



### III.3. ETUDE DES DALLES PLEINES

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

#### III.3.1. Dalle pleine sur quatre appuis

##### 1. Evaluation des charges

$$G = 5.10 \text{KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

A l'ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.25 \text{KN/m}$

A l'ELS :  $P_s = G + Q = 8.7 \text{KN/m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{415} = 0.96 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travaille dans les deux sens x et y.

##### 2. Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.96$

- **Calcul des moments** : Du tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.96$$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 7.85 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 7.14 \text{KN.m} \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14 \text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times (7.85) = 5.88 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times (7.14) = 5.35 \text{KN.m} \end{cases}$$

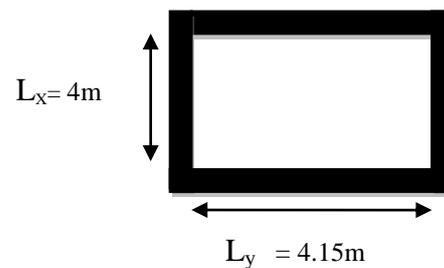


Figure III.8. Dalle sur 4 appuis

- **Moment en appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times (7.85) = -3.92 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (7.14) = -3.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-Calcul de la section d'armatures**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{ m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{ cm})$

**En travée**

**- Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.032 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.040 \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.108 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{5.58 \times 10^{-3}}{348 \times 0.108} \Rightarrow A = 1.484 \text{ cm}^2$$

**- Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.031 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.039 ; Z = 0.1082 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{5.35 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1082} \Rightarrow A = 1.420 \text{ cm}^2$$

**En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.022 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.028 ; z = 0.1087 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.92 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1087} \Rightarrow A = 1.03 \text{ cm}^2$$

**-Vérification de la condition de non fragilité**

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_c E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

**- Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.96}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y :  $A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$

**Tableau III.23.**Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t^{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a^{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
Sens xx	5.88	3.92	1.484	1.03	1.14	1.14	4HA10=3.14	4HA10=3,14
Sens yy	5.35	3.92	1.420	1.03	1.12	1.14	4HA8=2.01	4HA8=2,01

**Espacement des armatures**

- Armatures //  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- Armatures //  $L_y$ :  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , On opte:  $S_t=25\text{cm}$  pour les deux sens.

**3. Vérification à l'ELU**

**- cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{12.25 \times 4.15}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.96}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 17.17 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{17.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_U = 0.156 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**4. Vérification à l'ELS**

**a-État limite de compression du béton :**  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq (\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa})$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x P_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0474 \times 8.7 \times 4^2 = 6.598 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9385 \times 6.598 = 6.192 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (AnnexeI)}$$

**Moments en travées**

$$M_t^x = 0.75 M_x \Rightarrow M_t^x = 4.948 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y \Rightarrow M_t^y = 4.644 \text{ KN.m}$$

**Moments en appuis :**  $M_a^x = -0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = -3.229 \text{ KN.m}$

**b- Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Selon L<sub>x</sub>** :  $M'_x = 4.948KN.m$  ,  $A = 3.14cm^2$  ;  $d = 11cm$  ;  $Y = 2.78cm$  ;  $I = 3898.637cm^4$

$$\sigma_{bc} = 3.52MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Selon L<sub>y</sub>** :  $M'_y = 4.644KN.m$  ;  $A = 3.14cm^2$  ;  $Y = 2.78cm$  ;  $I = 3898.637cm^4$

$$\sigma_{bc} = 3.31MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### c- Etat limite d'ouverture des fissures

**Selon L<sub>x</sub>** :  $M'_x = 4.948KN.m$  ,  $A = 3.14 cm^2$  et  $d = 11cm$  ;  $Y = 2.78cm$  ;  $I = 3898.636cm^4$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa. BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 156.48MPa < 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Selon L<sub>y</sub>** :  $M'_y = 4.644KN.m$  ;  $A = 3.14cm^2$  ;  $Y = 2.78cm$  ;  $I = 3898.636cm^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 146.87MPa < 201.63MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### d- Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

#### Sens X-X

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0X}} \Leftrightarrow 0.035 > 0.031 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

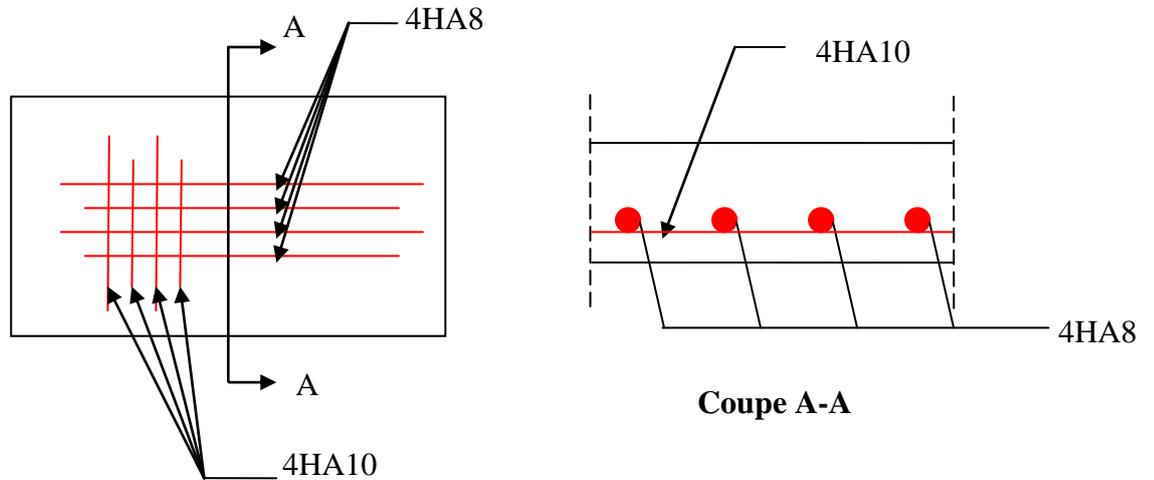
#### Sens Y-Y

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0.033 > 0.032 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

**5. Schéma de ferrailage**



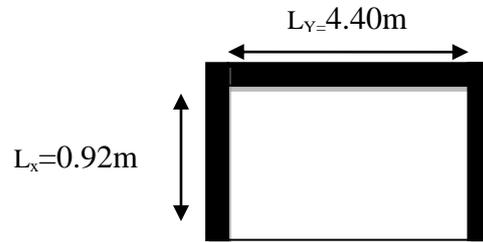
**Figure III.9.**Schéma de ferrailage la dalle pleine sur 4 appuis.

**III.3.2. Dalles pleines sur trois appuis**

**1. Méthode de calcul**

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$



**Figure III.10.** Dalle sur trois appuis

**2. Calcul des sollicitations**

$$\rho = \frac{0.92}{4.4} = 0.209 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.40}{2} = 2.20 \Rightarrow L_x < L_y/2$$

Donc :

$$\begin{cases} M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

On a:  $G = 5.10 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 12.13 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 5.10 + 3.5 = 8.60 \text{ KN/m}^2$

### 3. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 12.13 \times \frac{0.92^2}{2} \times 4.4 - 2 \times 12.13 \times \frac{0.92^3}{3} \Rightarrow M_{0x} = 16.29 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 12.13 \frac{0.92^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 1.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### - En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 13.84 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### - En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = -0.3 M_{0x} = -4.88 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = -0.3 M_{0y} = -0.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Ferrailage

$$d_x = 0.9 \times e \Rightarrow d_x = 0.9 \times 14 = 12.6 \text{ cm}$$

$$d_y = 0.8 \times e \Rightarrow d_y = 0.8 \times 14 = 11.2 \text{ cm}$$

**Tableau.III.24.**Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
En Travée	Selon y	13.84	0.06	0.077	0.122	3.26	1.52	4HA12=4.52
	Selon x	1.34	0.008	0.010	0.111	0.35	1.35	4HA8=2.01
En appui	Selon x et y	4.88	0.022	0.027	0.124	1.15	1.52	4HA8=2.01

### 4. Calcul de l'espacement des armatures

Armatures // à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$ . Donc :  $S_t \leq 33 \text{ cm}$  ; On opte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures // à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$ . Donc :  $S_t \leq 45 \text{ cm}$  ; On opte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 5. Vérification a l'E.L.U

#### • L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.13 \times 4.40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.21}{2}} = 24.15 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{24.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.192 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

**6. Vérification a l'E.L.S**

- **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

**Calcul de y :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$

**Calcul de I :**  $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$

**Tableau III.25.** Vérification de l'état limite de compression de béton

	Sens	M (KN.m)	A(Cm <sup>2</sup> )	Y (Cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
En travée	Selon x	8.66	4.52	3.51	$7.04 \times 10^{-5}$	4.31	15
	Selon y	0.95	2.01	2.31	$2.79 \times 10^{-5}$	0.78	15
En appui	Selon x et y	3.46	2.01	2.74	$3.59 \times 10^{-5}$	2.64	15

Donc la condition  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  est vérifiée pour la travée et l'appui.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

On doit avoir :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 MPa.$$

**Tableau III.26.** Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

	Sens	M (KN.m)	A(Cm <sup>2</sup> )	Y (Cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
En travée	Selon x	8.66	4.52	3.51	$7.04 \times 10^{-5}$	167.72	201.63
	Selon y	0.95	2.01	2.31	$2.79 \times 10^{-5}$	52.55	201.63
En appui	Selon x et y	3.46	2.01	2.74	$3.59 \times 10^{-5}$	142.54	201.63

Donc la condition  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$  est vérifiée pour la travée et l'appui.

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

**Sens x-x**

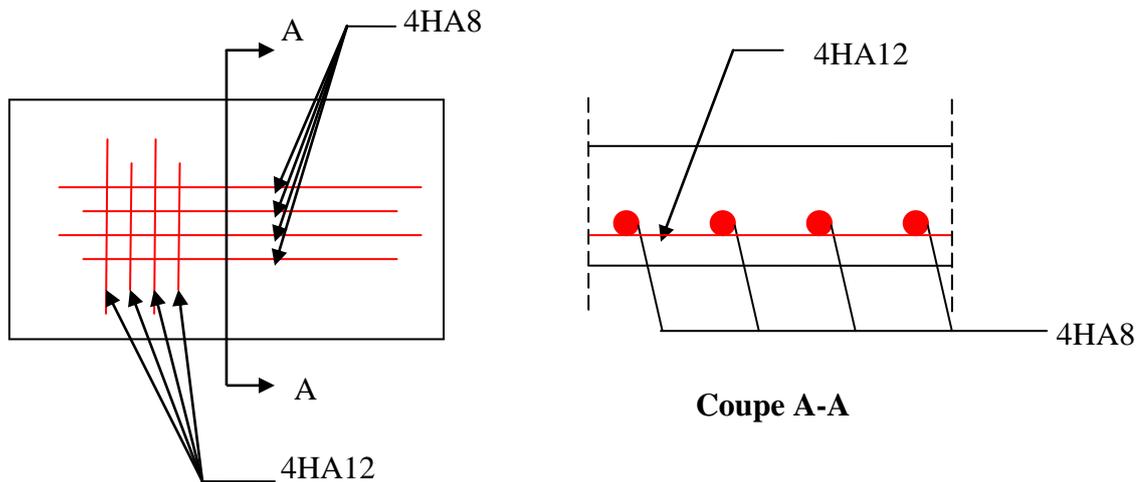
$$\left\{ \begin{array}{l} -e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.14/0.92 = 0.15 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ -e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.14/0.92 = 0.15 > 8.66 / (20 \times 11.55) \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ -A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.003 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} -e/l_y > 3/80 \Leftrightarrow 0.14/4.4 = 0.038 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ -e/l_y > M_{ty} / (20 \times M_{0y}) \Leftrightarrow 0.038 > 0.036 \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ -A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.002 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens.

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.11.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

**III.2.1. Dalle pleine sur deux appuis perpendiculaire**

**1. Evaluation des charges**

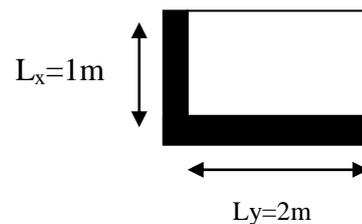
$$G = 5.10 \text{KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.13 \text{KN/m}$$

$$\text{A l'ELS} : P_s = G + Q = 8.7 \text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{100}{200} = 0.5 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travaille dans les deux sens x et y.



**Figure III.12.** Dalle sur deux appuis perpendiculaire.

**2. Calcul à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.5$**

- **Calcul des moments** : Du tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.5$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 1.17 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.292 \text{KN.m} \end{array} \right. \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, h = 14cm (Epaisseur de la dalle)

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.877 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.219 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.585 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.146 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-Calcul de la section d'armatures**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{ m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{ cm})$

**En travée**

**- Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.877 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.005 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.006 \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.109 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.877 \times 10^{-3}}{348 \times 0.109} \Rightarrow A = 0.231 \text{ cm}^2$$

**- Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.219 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.001 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0015 ; Z = 0.1099 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.219 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1099} \Rightarrow A = 0.057 \text{ cm}^2$$

**En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.585 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.003 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.004 ; z = 0.1098 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.585 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1087} \Rightarrow A = 0.154 \text{ cm}^2$$

**-Vérification de la condition de non fragilité**

Pour  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

**- Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.5}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.4 \text{ cm}^2$$

**- Sens y-y :**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.27.** Le ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

Localisation	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	0.877	0.585	0.231	0.154	1.40	1.40	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens yy	0.219	0.146	0.057	0.154	1.12	1.40	4HA8=2.01	4HA8=2.01

**Espacement des armatures**

- Armatures // L<sub>x</sub> : S<sub>t</sub> ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

- Armatures // L<sub>y</sub> : S<sub>t</sub> ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm, On opte: S<sub>t</sub>=25cm pour les deux sens.

**3. Vérification à l'ELU**

**- cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{12.13 \times 1}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.50}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 4.85 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{4.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_U = 0.044 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**4. Vérification à l'ELS**

**a- État limite de compression du béton :**  $\left( \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \right) \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$  )

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x P_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.1000 \times 8.7 \times 1^2 = 0.87 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.3671 \times 0.87 = 0.319 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (AnnexeI)}$$

**Moments en travées**

$$M_t^x = 0.652 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.239 \text{ KN.m}$$

**Moments en appuis :**  $M_a^x = -0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = -0.435 \text{ KN.m}$

**b- Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Selon X:**  $M'_X = 0.652KN.m$ ,  $A = 3.14cm^2$ ;  $d = 11cm$ ;  $Y = 2.78cm$ ;  $I = 3898.637cm^4$

$$\sigma_{bc} = 0.464MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Selon Y:**  $M'_Y = 0.239KN.m$ ,  $A = 3.14cm^2$ ;  $Y = 2.78cm$ ;  $I = 3898.637cm^4$

$$\sigma_{bc} = 0.170MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**c- Etat limite d'ouverture des fissures**

**Selon X:**  $M'_X = 0.652KN.m$ ,  $A = 3.14 cm^2$  et  $d = 11cm$ ;  $Y = 2.78cm$ ;  $I = 3898.636cm^4$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 MPa. \text{BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 20.62MPa < 201.63 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Selon Y:**  $M'_Y = 0.239KN.m$ ;  $A = 3.14cm^2$ ;  $Y = 2.78cm$ ;  $I = 3898.636cm^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 7.55MPa < 201.63MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**d- Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens X-X**

1.  $\frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.14 > 0.027 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$

2.  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

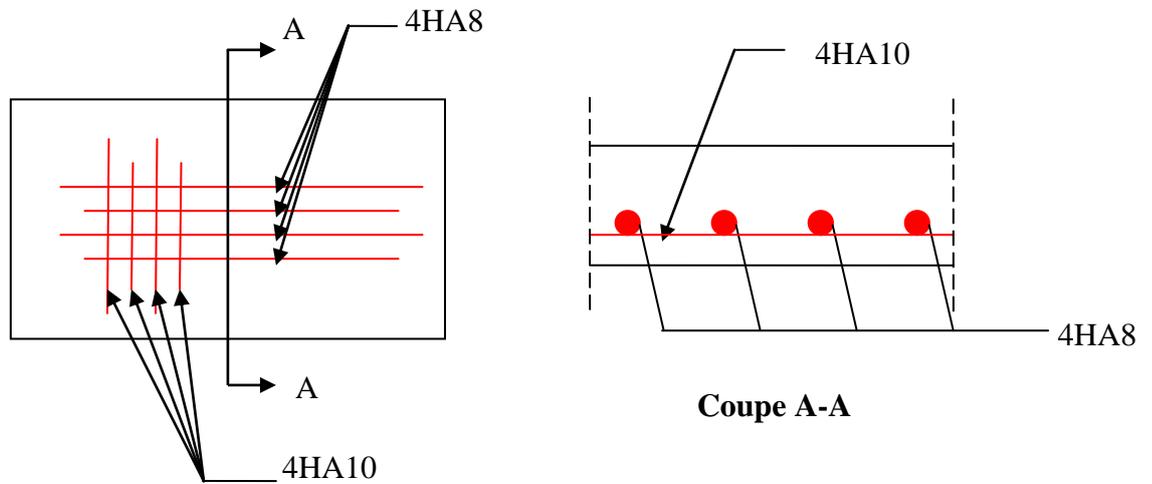
**Sens Y-Y**

1.  $\frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.07 > 0.04 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

2.  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

**5. Schéma de ferrailage**

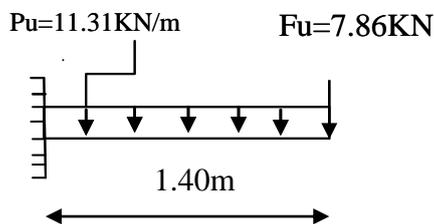


**Figure III.13.**Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis perpendiculaire

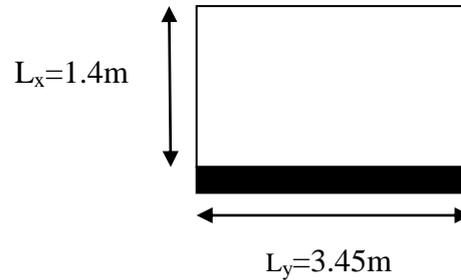
**III.2.4.Dalle sur un seul appui**

- Palier de repos de la cage d’escalier

Dans ce cas, le palier est calculé comme une console sollicitée par les charges suivantes :



**Figure III.14.**Schéma statique du palier de repos.



**Figure III.15.**Dalle sur un seul appui.

$$\left\{ \begin{array}{l} G= 5.60 \text{ KN/m}^2 \\ Q= 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ F= 2.85 \times (3.06-0.3)=7.86 \text{ KN/m (Poids de mur extérieur)} \end{array} \right.$$

D’où :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u= 1.35G+1.5Q= 11.31 \text{ KN/m}^2 \\ q_s= G+Q= 8.10 \text{ KN/m}^2 \\ F_u= 1.35F= 10.61 \text{ KN/m} \\ F_s= 7.86 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour une bonde de 1m, (b=1m)

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} P_u = q_u \cdot b = 11.31 \text{ KN/m} \\ P_s = q_s \cdot b = 8.10 \text{ KN/m} \\ F_u = F_u \cdot b = 10.61 \text{ KN} \\ F_s = F_s \cdot b = 7.86 \text{ KN} \end{cases}$$

### Calcul du moment Mu:

$$M_u = -(P_u \times L_x^2)/2 - F_u \times L_x = -(11.31 \times 1.40^2)/2 - 10.61 \times 1.40 = -25.94 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Ferrailage

- Armatures longitudinales

$$\mu_{bu} = 0.09 \quad \alpha = 0.12 \quad Z = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 5.60 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad A_{adop} = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

- Armatures de répartitions

$$A_r = A_{adop} / 4 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

### Vérifications à l'E.L.U

- **Espacement**

On a une fissuration préjudiciable :

$$\text{Donc : } S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

D'où  $S_t = 25\text{cm}$  la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 6.16 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Cisaillement**

$$V_u = P_u \times L_x + F_u = 11.31 \times 1.40 + 10.61 = 26.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.45}{1 \times 0.14} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.188 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

### Vérifications l'E.L.S

#### Calcul du moment Ms:

$$M_s = -(P_s \times L_x^2)/2 - F_s \times L_x = -(8.10 \times 1.40^2)/2 - 7.86 \times 1.4 = -18.94 \text{ KN.m}$$

### 1. Etat limite de compression de béton

On doit avoir :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 4.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 11328.35 \text{ cm}^4$$

D'où :  $\sigma_{bc} = [(18.941 \times 10^{-3}) / (11.3281 \times 10^{-5})] \times 4.24 \times 10^{-2} = 7.09 \text{ MPa}$

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

$\sigma_{bc} = 7.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

### 2. Etat limite d'ouverture des fissures

On doit avoir :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 194.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

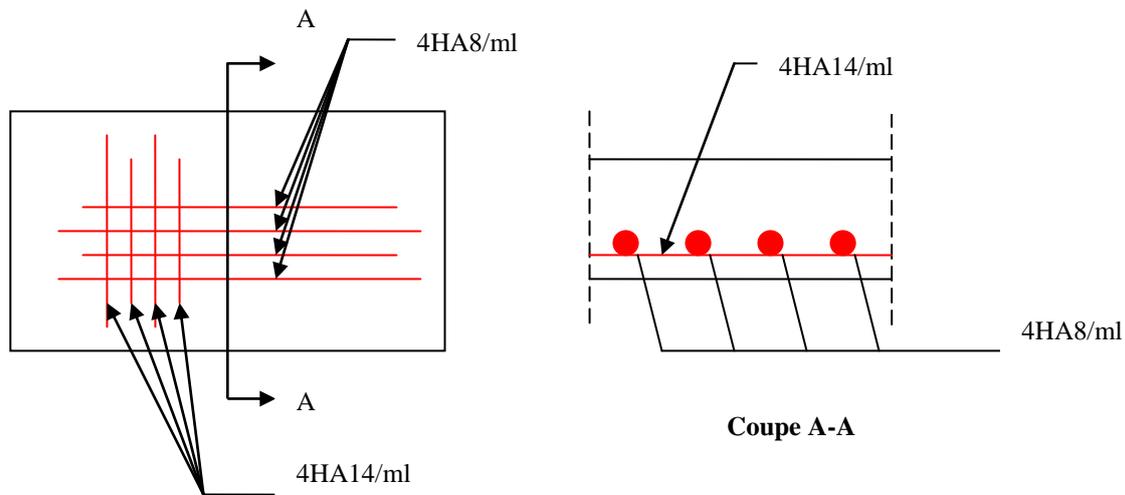
### 3. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.114 > 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.114 > 0.05 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.0044 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées

**Le schéma de ferrailage**



**Figure III.16.** Schéma de ferrailage d'une dalle sur un seul appui

**III.4. ETUDE DES ESCALIERS**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

**III.3.1. Etude d'escalier en béton armé**

❖ Pour la volée (1):

**1. Combinaison de charges**

$$\begin{cases} G = 8.21 \text{ KN/m} \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.83 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = G + Q = 10.71 \text{ KN/m}$

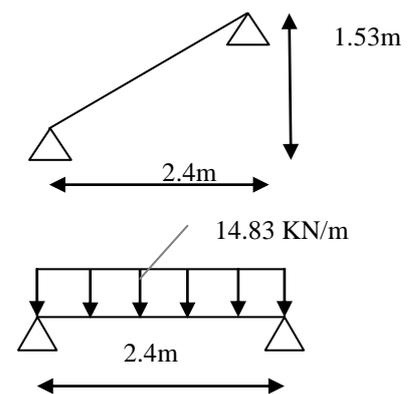
**2. Les sollicitations à l'ELU**

**Tableau III.28.** Sollicitation à l'E.L.U escalier

	q(KN/ml)	M <sub>0</sub> (KNm)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KNm)	M <sub>a</sub> (KNm)	V <sub>a</sub> (KN)	V <sub>b</sub> ( KN)
ELU	14.83	10.68	8.03	-5.34	17.80	17.80
ELS	10.71	7.71	5.78	-3.85	12.85	12.85

**3. Ferrailage**

**Tableau III.29.**Ferrailage d'escalier



**Figure III.17.** Schéma statique de l'escalier.

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{min}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{Adopté}$ ( $cm^2/ml$ )
En travée	8.01	0.03	0.038	0.137	1.68	1.69	4HA10=3.14
En appuis	-5.78	0.02	0.025	0.138	1.11	1.69	4HA10=3.14

#### 4. Calcul de la section des armatures de répartition :

Selon l'article (E.8.2.41) du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des

efforts concentrés, les armatures de répartition sont aux moins égales à  $\frac{A}{4}$  alors :

$$\text{En travée : } A_r \geq \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 cm^2/ml \text{ on choisit : } 4HA8 = 2.01 cm^2/ml$$

$$\text{En appuis : } A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 cm^2/ml \text{ on choisit : } 4HA8 = 2.01 cm^2/ml$$

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on adopte 4HA8 (aux appuis et en travée)

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min(3 \times e; 33)cm \Rightarrow S_t = 25cm$

#### 5. Vérifications à l'E.L.U

##### a- Vérification de l'effort tranchant

On a une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa. \text{ (BAEL91)}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{17.80 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.127MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

Pas risque de rupture par cisaillement

##### b- Influence de l'effort tranchant aux appuis

D'après le BAEL91 (art 5.13.2), on a deux types :

##### ➤ Vérification de la contrainte du béton

$$Vu \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \times d \quad \text{avec } a=0.9 \quad d=14.4cm$$

$$Vu=17.80KN \leq 86.40KN \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

##### ➤ Vérification des armatures longitudinales

$$A = 3.14\text{cm}^2 > (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (17.80 \times 10^{-3} - \frac{5.34 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.71\text{cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

Donc  $V_u$  est négligeable devant l'effet du moment.

**c- Vérification de l'adhérence des armatures tendues**

$$\tau \frac{V_u}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{sl}}{A_s} \leq \bar{\tau} = \psi f_{c28}$$

$$\tau = 1.13\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**6-Vérification à l'E.L.S**

**Tableau III.30.** Vérification des contraintes à l'E.L.S pour l'escalier

**a- Vérification de l'état limite de compression du béton :**

	$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	5.78	3.19	6585.98	0.028	15	Vérifiée
En appui	3.86	3.19	6585.98	0.018	15	

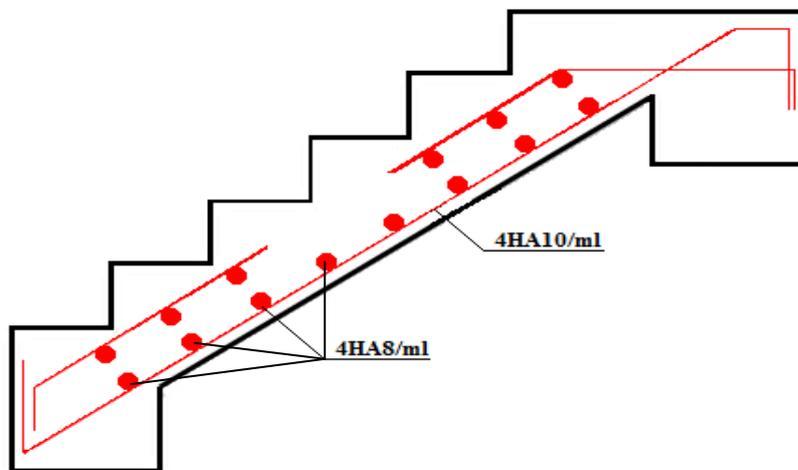
**b- Vérification de l'état limite de déformation selon BAEL91**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow 0.066 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0022 < 0.005 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**7-Schéma de ferrailage de la volée(1)**



**Figure III.18.** Schéma de ferrailage de la volée d'escalier

### III.3.2. Etude de la poutre palière

#### Dimensionnement

Condition de la flèche :

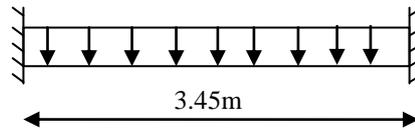


Figure III.19.Schéma statique de la poutre palière

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 23cm < h < 34.5cm$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet b \geq 20cm \\ \bullet h \geq 30cm \\ \bullet \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPA.VII.7.5) \quad \dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}es$$

Les charges sur la poutre :  $g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN / m$$

#### 1. Les sollicitations de la poutre palière

Tableau.III.31. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 17.80KN$	$R_B = 12.85KN$
$P_u = 1.35(g_0) + R_B$	$P_s = (g_0) + R_B$
$P_u = 20.83KN/m$	$P_s = 15.10KN/m$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 10.33KN.m$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 7.48KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -20.66KN.m$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -14.97KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 35.93KN$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 26.04KN$

#### 2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau.III.32.ferraillage de la poutre palière à la flexion simple

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	10.33	0.032	0.040	0.147	2.019	4.5
En appuis	20.66	0.064	0.083	0.144	4.09	

-Exigence du **RPA Art7.5.2.1** :  $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5cm^2$

**3. Vérification à l'ELU**

**a- l'effort tranchant**

$$V_u = 35.93KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.427 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée.}$$

**b- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left(34.36 \times 10^{-3} - \frac{9.45 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,28}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -1.45cm^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

• **Calcul de l'espacement St**

1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 25.2cm$  on opte pour :  $S_t=15cm$  en travée et  $S_t=10cm$  en appui

**4. Calcul de la section d'armature à la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (Figure III-20)

$$M^{torsion} = M_b^a = 5.78KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL**

U : périmètre de la section

$\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

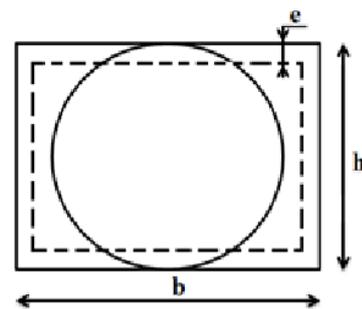
$A_l$  : section d'acier

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1m$$

$$A_T = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.33cm^2$$



**Figure III.20.**Section creuse équivalente

## 5. Section d'armatures longitudinales

### •En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.019 + \frac{1.33}{2} \Rightarrow A^t = 2.68 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{\min}$ , Soit :  $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

### •En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.09 + \frac{1.33}{2} \Rightarrow A^a = 4.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec  $A^a$ , Soit :  $A^a = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

## 6. Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

On a  $V_{\max} = 35.93 \text{ KN}$ ;  $\tau_{flexion} = 0.427 \text{ Mpa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{Mt}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.33 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.652 \text{ Mpa}$$

D'où  $\tau_u = 1.652 \text{ Mpa} < \tau_u^{\text{adm}} = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$  vérifiée

## 7. Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis exigence RPA art 7.5.2.2

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99 version 2003)}$$

$$A_t = \frac{Mt \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.33 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} \Rightarrow A_t = 0.409 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.35 + 0.409 = 1.759 \text{ cm}^2$ ; Soit un cadre et un étrier  $\emptyset 8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

## 8. Vérification à ELS

### a-Etat limite de compression de béton

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\text{Avec } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**En appuis** ( $M_{a,ser} = 14.97 \text{ KN.m}$ ) ;  $y = 9 \text{ cm}$  ;  $I = 29160 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.97 \times 10^{-3}}{29160 \times 10^{-8}} \times 9 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.620 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**En travée** :  $M_{t,ser} = 7.48 \text{ KN.m}$  ;  $y = 9 \text{ cm}$  ;  $I = 29160 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.48 \times 10^{-3}}{29160 \times 10^{-8}} \times 9 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.308 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**b- Evaluation de la flèche :** Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

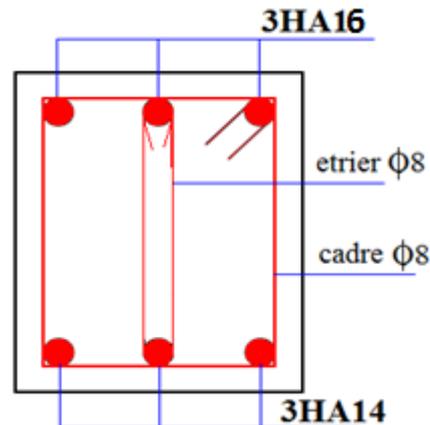
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.086 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.086 > 0.03;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0024 < 0.01 ;$$

$\Rightarrow$  La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### Schéma de ferrailage



**Figure III.21.** Schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.4.ETUDE DE L'ACROTÈRE

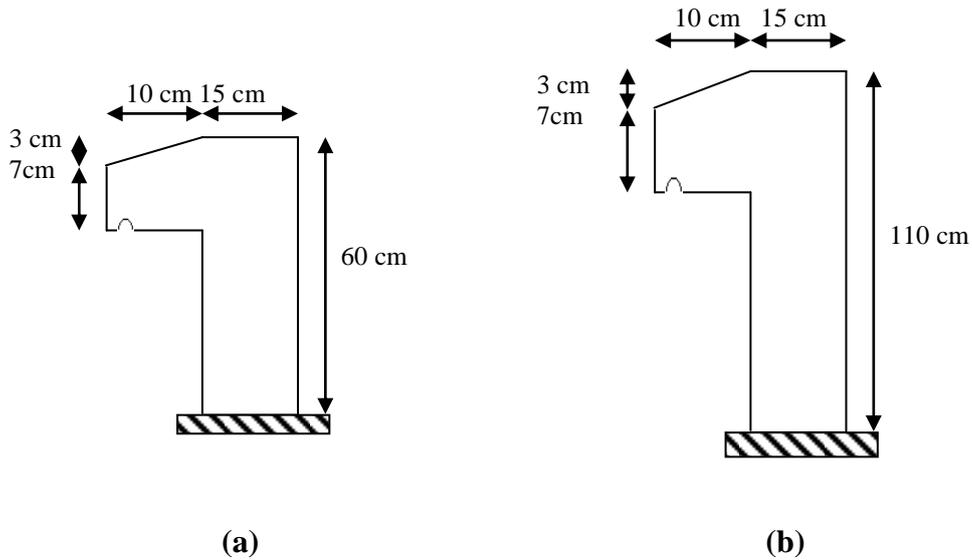
L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encadrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

#### Hypothèse de calcul

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- la fissuration est considéré préjudiciable ;
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

#### Types d'acrotères

On distingue deux types à savoir :



**Figure III.22.** Vue en plan des acrotères pour terrasse inaccessible (a) et terrasse accessible (b)

❖ **Terrasse inaccessible**

**a- Evaluation des charges et surcharges**

- Poids propre :  $G_{inacce} = \delta \times V_{inacce} = 25 \times 0.0985 = 2.46 \text{ KN/ml.}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment :  $e = 1.5 \text{ cm}$ ) :  $G_{cext} = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN.}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment :  $e = 2 \text{ cm}$ ) :  $G_{cint} = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN.}$

Charge totale :  $W_p = G_{inacce} + G_{cext} + G_{cint} = 2.88 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN.}$

- Force sismique

La force sismique horizontale ( $F_p$ ) est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  ..... **RPA99** (Article 6.2.3).

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ )

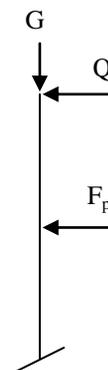
$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38 \text{ KN}$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$



**Figure III.23.** Schéma statique de l'acrotère

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m \quad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

### b- Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

L'acrotère travaille en flexion composée

### c- Combinaisons d'actions

**Tableau III.33.** Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible

	RPA 99	ELU	ELS
<b>Combinaison de charges</b>	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
<b>N (KN)</b>	2.88	3.88	2.88
<b>M (KNm)</b>	1.04	0.90	0.60

### c-Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a : } e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{cases}$$

Le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  tel que :

- $e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- $e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article$$

A.4.3.5)

Avec :  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$

$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du 1<sup>er</sup> ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m.$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:  $e_2 = 0.58cm$   
 $e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$

**Ferraillage de la section**

$f_{bu} = 14.2MPa$

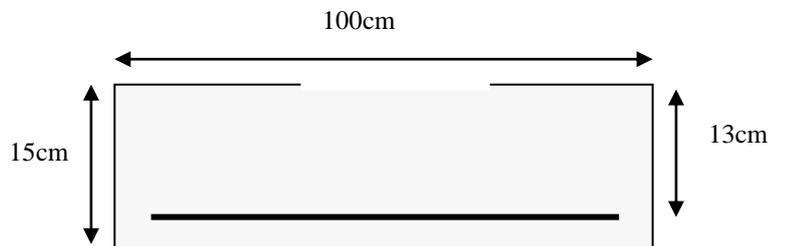
$f_{st} = 348MPa$

$N_u = 3.88KN$

$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$

Selon le **BAEL 91:**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm$$



**Figure III.24.** Schéma de la section à ferrailer

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$D'où : \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

$$\text{Soit } 4T8 = A_s = 2.01cm^2.$$

• **Vérification à l'ELU :**

1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_{\min} = 1.56cm^2$ .

Ce qui fait :  $4T8 = 2.01cm^2 / ml$ .

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13cm^2 / ml.$$

3. Calcul des espacements :

$$\text{Les armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm \quad \text{soit } S_t = 30cm$$

$$\text{Les armatures de répartition : } S_t \leq \frac{60}{3} \quad \text{soit } S_t = 20cm$$

4. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183MPa.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a  $\tau_u = 0.0183MPa < \bar{\tau}_u$  .....vérifiée.

- **Vérifications à L'ELS:**

1. Vérification de la contrainte d'adhérence limite

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article J.II.2)}$$

Avec  $\sum u_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}; \quad (\psi = 1.5) \quad \text{Pour les HA.}$$

$$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s \quad \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Etat limite de compression de béton :

Position de l'axe neutre

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :  $n = 15$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[ A_s \times (d - y_{ser})^2 + A_s' \times (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Détermination de  $y_{ser}$  :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.6}{2.88} + (0.13 - \frac{0.15}{2})$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

$$\text{Calcul de } y_c \text{ telle que : } y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad (*)$$

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$\text{On } A' = 0, A = 2.01 \times 10^{-4} m^2, b = 1m \text{ et } c = -0.133m$$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

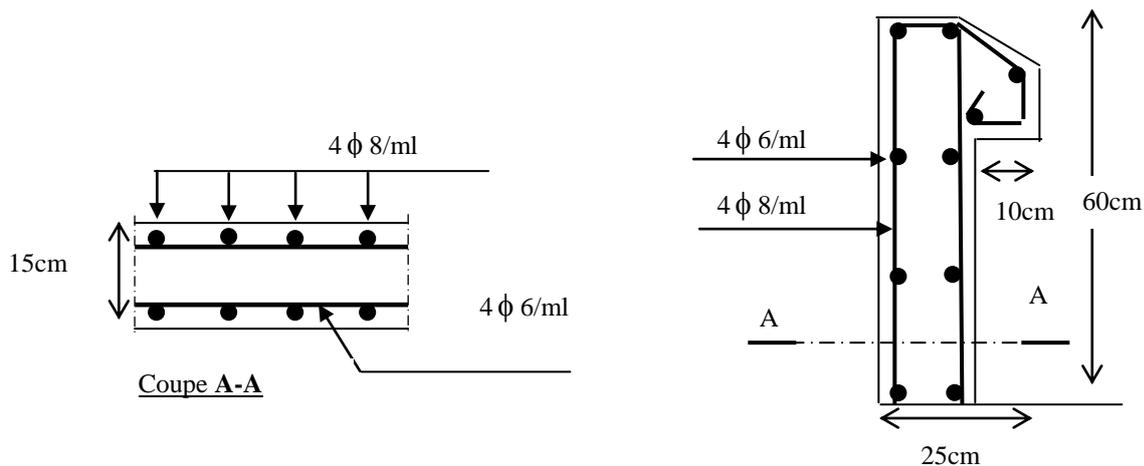
Après résolution de l'équation (\*) on trouve :  $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

$$\text{Calcul de } I : I = 5.48 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**e- Schéma de ferrailage**



**Figure III.25.** Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse inaccessible)

**Terrasse accessible**

$$S_{acce} = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0.1735m^2$$

**a- Evaluation des charges**

- 1) Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.1735 \times 1 = 4.33 \text{ KN}$  ;
- 2) Poids d'enduit extérieur :(ciment : e =1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.33 \text{ KN}$  ;
- 3) Poids d'enduit intérieur :(ciment : e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 1.1 \times 1 = 0.44 \text{ KN}$  ;  
 $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 5.1 \text{ KN}$ .
- 4) La charge d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{ KN}$
5. La force sismique :

La force sismique horizontale ( $F_p$ ) est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 6.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 5.1 = 2.44 \text{ KN}$ .

Le centre de gravité de la section est : G ( $X_g$  ;  $Y_g$ )

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.0809 \text{ m} \quad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.574 \text{ m}$$

**Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{array}{lll} N_G = 5.1 \text{ KN} & M_G = 0. & \\ N_Q = 0 & M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1.1 = 1.65 \text{ KNm}. & \\ N_{F_p} = 0 & M_{F_p} = F_p \times Y_g = 2.44 \times 0.574 = 1.4 \text{ KNm} & \end{array}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

**Combinaisons d'actions :**

**Tableau III.34.** Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse accessible.

	<b>RPA 99</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Combinaison de charges</b>	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
<b>N (KN)</b>	5.1	6.88	5.10
<b>M (KN.m)</b>	3.05	2.47	1.65

**Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime (ELU) :**

La combinaison à considérer est :  $1,35G + 1,5Q$ .

$$N_u = 6.88KN$$

$$M_u = 2.47KNm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 39.93cm$$

Les sections d'armatures trouvées après calcul sont dans le tableau suivant ainsi que la vérification à l'ELU :

**Tableau III.35.** Résultats des calculs des sections d'armatures.

$A_s$ calcul (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_r$ calcul (cm <sup>2</sup> /ml)	$A$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm) $A_{princip}$	$S_t$ (cm) $A_{réparti}$	$\tau$ (MPa)	$\tau$ (MPa) calculé
0.49	1.56	4T8=2.01	0.502	4T6=1.13	30	30	2.50	0.03

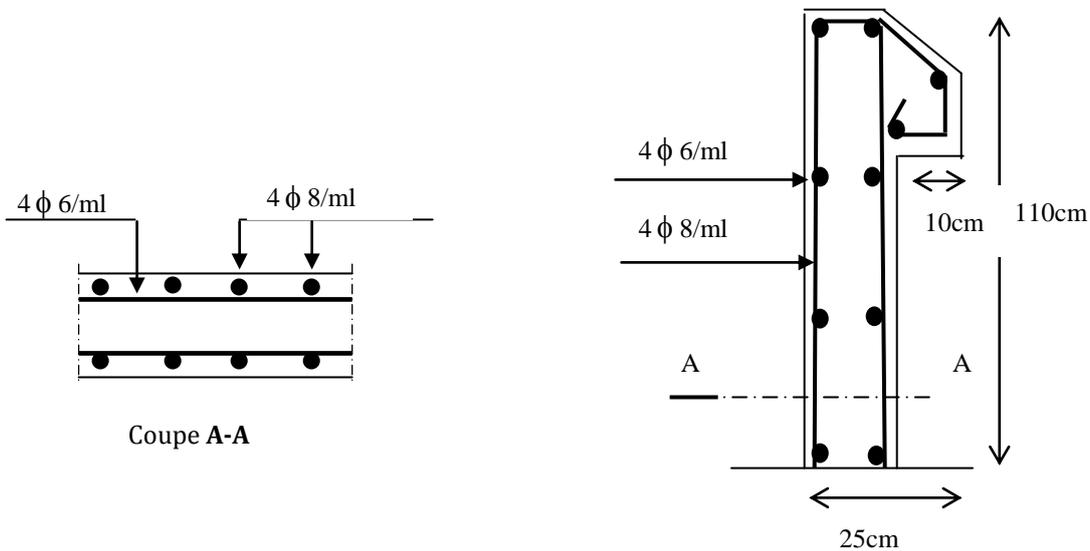
- Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = 5.1KN; M_u = 1.65KN.m$$

$$\sigma_{bc} = 0.6MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = 40.13MPa < 240MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.26.** Schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse accessible)

### III.5. ETUDE DE LA DALLE DE L'ASCENSEUR

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

#### III.5.1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.062} = 47.354 \text{KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 53.234 \text{KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN/m}^2.$$

#### A- Cas d'une charge répartie

##### 1. Calcul des sollicitations

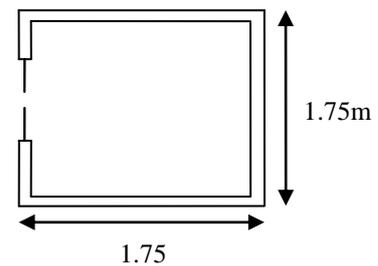


Figure III.27. Dalle sur quatre appuis

#### A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 53.234 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 73.366 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{1.75} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0368 \times 73.366 \times 1.75^2 \Rightarrow M_0^x = 5.99 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.99 \text{KN.m}$$

- Calcul des moments réels

#### En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 4.492 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 4.492 \text{KNm}$$

#### En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = 2.995 \text{KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1.2 + 2\right) = 16.2 \text{ cm}$$

$$d_x = 17.4 \text{ cm et } d_y = 16.2 \text{ cm}$$

**Tableau III.36.** Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	4.492	0.010	0.012	0.173	0.75	1.60	4HA10= 3.14
	y-y	4.492	0.012	0.015	0.161	0.80	1.60	4HA10= 3.14
Appui	x-x ; y-y	2.99	0.006	0.007	0.173	0.50	1.60	4HA10= 3.14

**a-Vérification à l'E.L.U**

- **Condition de non fragilité**

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  :

**En travée : Sens xx :**  $A^{\min}_x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$ .

**Sens yy :**  $\Rightarrow A^{\min}_y = \rho_a bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$

**En appui :**  $A^{\min}_x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements**

Armatures // L<sub>x</sub> :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L<sub>y</sub> :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 42.796 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 42.796 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{42.796 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.25 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.37.** Vérification à l'effort tranchant

	$qu$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Sens x-x	42.769	0.25	1.25	Vérifiée
Sens y-y	42.769	0.26	1.25	Vérifiée

**b- Vérification à l'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 53.234 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 54.234 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.324 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.324 \text{ KNm} \end{cases}$$

**Travée**

**Sens x-x' :**  $M_{tser}^x = 0.75 \times M_0^x = 5.493 \text{ KNm}$

**Sens y-y' :**  $M_{tser}^y = 0.75 \times M_0^y = 5.493 \text{ KNm}$

**Appuis**

$$M_{ax} = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 7.56 = -3.662 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -3.662 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y, \quad y = 3.584 \text{ cm}, \quad I = 10525.09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} (= 1.870 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (= 15 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.38.** Vérification des contraintes

Localisation		M <sub>ser</sub> (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)
travée	Sens xx	5.493	3.14	3.584	1.870
	Sens yy	5.493	3.14	3.462	1.327
Appui		3.662	3.14	3.584	1.246

- **Vérification des contraintes dans l'acier**

On vérifie que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s (=121.88 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_s (=201.63 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

- **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91 et CBA93** la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.39.** Vérification de la flèche

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

### B- Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

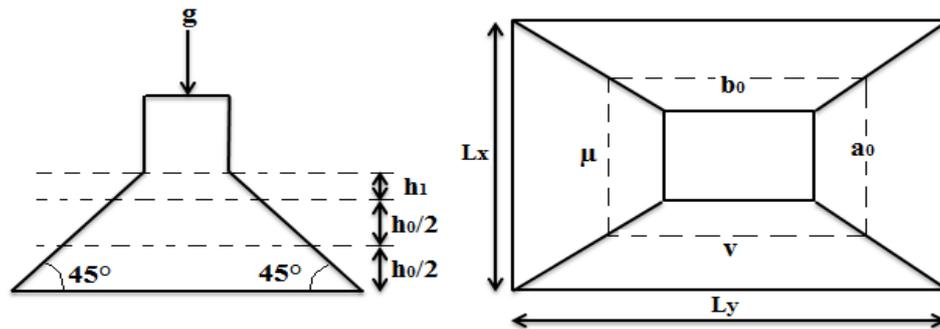


Figure III.28. Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$ : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$ : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$ : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$ : Dimensions suivant le sens  $y-y'$ .

On a une vitesse  $V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow a_0 = 80 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 80 \text{ cm}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108 \text{ cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108 \text{ cm}. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605 \text{ KN}$

$M_1$  en fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  en fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$  Annexe3

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{175} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.617 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{175} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.617 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.066; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{175} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.617 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{175} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.617 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0.036$$

**Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.066 = 6.441 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.036 = 3.513 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.441 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 3.513 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \text{Annexe I}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 \times 0,2 + 25 \times 0,04 = 6 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1,35 \times 6 + 1,5 \times 1 = 9,60 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,296 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1,296 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,441 + 1,296 = 7,737 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,513 + 1,296 = 4,809 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée} \begin{cases} M_t^y = 0,75 \times 4,809 = 3,606 \text{ KN.m} \\ M_t^x = 0,75 \times 7,737 = 5,802 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En appuis :**

$$M_y^a = M_x^a = -0,5 \times 7,737 = -3,868 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 17,4 \text{ cm}$  et

$$d_y = 16,2 \text{ cm}$$

- **Vérification de condition de non fragilité**

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0,4$  :

**En travée :**

$$\text{Sens xx : } A^{\min}_x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0,0008 \times \left( \frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A^{\min}_y = \rho_0 b h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

**En appui :**

$$A^{\min}_a = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.6 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.40.** Tableau de ferrailage de la dalle de locale de la machine.

Sens		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	5.802	1.174	1.60	4T10=3.14
	y-y	3.606	0.64	1.60	4T10=3.14
Appui	x-x ; y-y	3.868	0.62	1.60	4T10=3.14

- **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (article V.3.c)}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 432 \text{ cm}$$

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Article H. III.10)}$$

$$q_u = 97.605 \text{ KN} \leq 648 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : b=100cm, d=17.4cm**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = 30.125 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.125 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.173 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

**L'ELS :**

**1. Les moments engendrés par le système de levage**

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 72.3 \times (0.066 + 0.2 \times 0.036) = 5.292 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 72.3 \times (0.036 + 0.2 \times 0.066) = 3.557 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## 2. Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6 + 1 = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0441 \times 7 \times 1.75^2 = 0.945 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1 \times 0.945 = 0.945 \text{ KN.m}$$

## 3. La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.292 + 0.945 = 6.237 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.557 + 0.945 = 4.502 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.75 \times 6.237 = 4.677 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 4.502 = 3.376 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 6.237 = 3.11 \text{ KNm.}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$  ; avec :  $A' = 0$ .

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.41.** Vérification des contraintes

Localisation		$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$
Travée	Sens xx	4.677	3.14	3.584	10525.09	1.592
	Sens yy	3.376	3.14	3.462	9025.408	1.294
Appui		3.110	3.14	3.584	10525.09	1.592

## Schéma de ferrailage

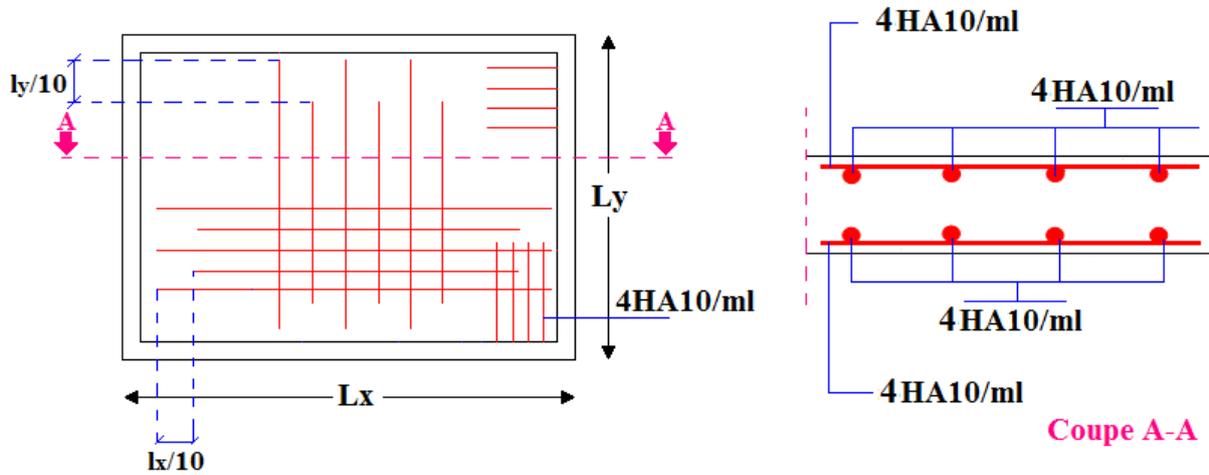


Figure III.29. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

## III.6.ETUDE DES POUTRES DE CHAINAGES

Le chaînage horizontal : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure.

1<sup>er</sup> type :

1. Dimensionnement :  $L_{\max} = 5.35m$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 35.66cm \leq h \leq 53.5cm \text{ Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

On adopte :

$$h = 40cm ; b = 30cm.$$

## 2. Calcul des sollicitations

Poids propre :  $P_p = 3.00KN/ml$

Poids du plancher :  $P = 13.90 KN/ml$

$$P_u = 1.35 \times (3.00 + 13.90) \Rightarrow P_u = 22.81 KN/ml ; P_s = 13.90 + 3.00 = 16.90KN/ml$$

## 3. Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 81.62KN m ; M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 61.22KN.m$$

$$M_a = -0.5M_u = -40.81KN.m$$

Armatures longitudinales :  $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.4 \Rightarrow d = 0.36m$

**Tableau III.42.** Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	61.22	0.110	0.147	0.338	5.20	1.30	3HA16=6.03
En appui	40.81	0.073	0.096	0.346	3.38	1.30	3HA14=4.62

#### 4. Vérifications à l'E.L.U

- Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 61.01 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.564 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{ mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- L'espacement

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 32.4 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 K f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.564 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ (CBA Art A.5.1.2.3)}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

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

#### 5. Vérification à l'E.L.S

- Vérification de la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ ;

$$M_S = 60.46 \text{ KNm.}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 45.34 \text{ KNm}$$

$$M_a^s = -0.5 \times M_S = -30.23 \text{ KNm}$$

$$A_t = 6.03 \text{ cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15 A_t \times y - 15 A_t \times d = 0 \Rightarrow y = 12.03 \text{ cm}$$

Calcul de  $y$  :

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15 A_a \times y - 15 A_a \times d = 0 \Rightarrow y = 10.79 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_t \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 69378,95 \text{cm}^4$$

Calcul de I :

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_a \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 56611,51 \text{cm}^4$$

**En travée:** ( $\sigma_{bc} = 10.48 \text{MPa}$ ) < 15MPa ..... Vérifiée

**En appuis:** ( $\sigma_{bc} = 11.52 \text{MPa}$ ) < 15MPa ..... Vérifiée

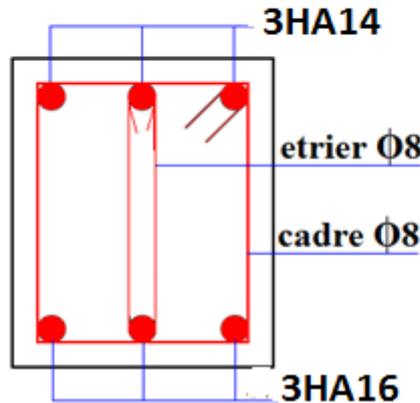
• **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.062;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.075 > 0.072;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.005 < 0.01 \Rightarrow \text{D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.30.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

**2<sup>ème</sup> type :**

**1. Dimensionnement :**  $L_{\max} = 4.60 \text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 30.66 \text{cm} \leq h \leq 46 \text{cm} \text{ Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15 \text{cm}; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{cm} \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}). \text{ On adopte : } h = 35 \text{cm};$$

$$b = 30 \text{cm.}$$

**2. Calcul des sollicitations**

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 \Rightarrow P_p = 2.625 \text{KN/m}$$

Poids des murs :  $P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.866 \text{ KN/m}$ .

$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.866) \Rightarrow P_u = 14.16 \text{ KN/ml}$ ;  $P_s = 7.866 + 2.625 = 10.49 \text{ KN/ml}$

### 3. Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 37.45 \text{ KN.m}; \quad M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 28.08 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -0.5 M_u = -18.72 \text{ KN.m}$$

**Armatures longitudinales :**  $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.32 \text{ m}$

**Tableau III.43.** Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	28.08	0.064	0.082	0.309	2.612	1.159	3HA12=3.39
En appui	18.72	0.042	0.053	0.313	1.711	1.159	3HA10=2.36

### 4. Vérifications à l'E.L.U

- Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 32.56 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.339 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

- Calcul des armatures transversales :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- L'espacement**

1)  $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8 \text{ cm}$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 K f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.339 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ (CBA Art A.5.1.2.3)}$

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$

**Le RPA99/ version 2003** exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

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

### 5. Vérification à l'E.L.S

- Vérification de la contrainte dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y;$

$$M_S = 27.74 \text{KNm.}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 20.80 \text{ KNm}$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_S = 13.87 \text{KNm}$$

$$A_t = 3.39 \text{cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A_t \times y - 15A_t \times d = 0 \Rightarrow y = 10.05 \text{cm}$$

Calcul de y :

$$A_a = 2.36 \text{cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A_a \times y - 15A_a \times d = 0 \Rightarrow y = 8.920 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_t \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 34650.40 \text{cm}^4$$

Calcul de I :

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_a \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 28760.70 \text{cm}^4$$

**En travée:** ( $\sigma_{bc} = 3.70 \text{MPa}$ ) <  $15 \text{MPa}$  ..... Vérifiée

**En appuis:** ( $\sigma_{bc} = 4.25 \text{MPa}$ ) <  $15 \text{MPa}$  ..... Vérifiée

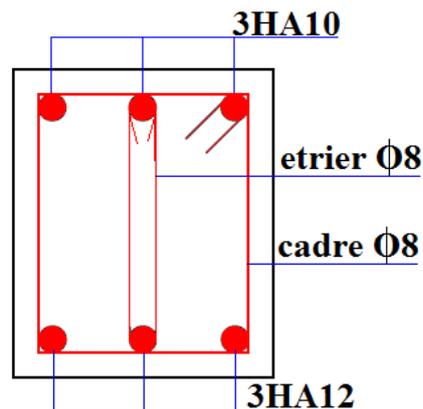
- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.075$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.01 \Rightarrow \text{D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III.31.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

**III.7. CONCLUSION :**

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure. Après les avoir pré dimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont donc été déterminées pour les différents types de poutrelles de notre structure. La dalle de compression d'épaisseur 4cm a été ferrillée avec un quadrillage d'armatures  $\Phi 8$ . Le calcul de l'acrotère s'est fait à la flexion composée. Le ferrillage ainsi déterminé. Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine. Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrillage de ces dernières a été fait à la flexion simple. Enfin on a étudié et donc calculé le ferrillage de l'ascenseur, qui s'est fait à la flexion simple.

## IV.1.INTRODUCTION

Le Nord de l'Algérie est classé par le règlement parasismique algérien (RPA) comme une zone de forte sismicité, pour cela il a fixé des règles de conception et de calcul afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

## IV.2.MODELISATION

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectées en priorité par le concepteur car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il a fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/2003** tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **IIa** sera contreventé par voiles ou par voiles portiques, ce qui justifie notre choix pour les éléments de contreventements de notre structure.

## IV.3. METHODES DE CALCUL

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 3 méthodes à savoir :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

### IV.3.1. Méthode statique équivalente

**Principe de la méthode [RPA] :**

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.

La structure peut être modélisée en une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, et de même propriétés d’inertie.

L’utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l’application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l’énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à **65m** en zone **I** et **IIa** et **30m** en zone **IIb** et **III**.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d’autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003**.

**Calcul de la force sismique totale**

**RPA99 (Article 4.2.3)**

La force sismique totale **V** appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : coefficient d’accélération de zone, il dépend de la zone d’implantation de l’ouvrage et du groupe d’usage du bâtiment sa valeur est donnée par le **tableau 4.1** du **RPA99**.

Dans notre cas

**Tableau IV.1.** Valeur de A

Zone sismique	Groupe d’usage	Coefficient (A)
IIa	2	0,15

**D** : facteur d’amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$R$  : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement, elle est donnée par le **tableau 4.3** du **RPA99**.

**Tableau IV.2.** Valeur de R

Système de contreventement	Valeur de R
Mixte portiques/voiles avec interaction	5

$Q$  : facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité des matériaux et le contrôle de qualité de l'exécution.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  **RPA99 (Formule 4.4)**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le **tableau (4-4) du RPA99/2003**.

**Tableau IV.3.** Valeurs des pénalités  $P_q$

Pénalités	$Q_x$	$Q_y$
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle des qualités des matériaux	0	0
Contrôle de qualité d'exécution	0	0
<b>Somme</b>	<b>1,20</b>	<b>1,20</b>

$W$  : poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau (4-5) du RPA99/2003**.

$\beta = 0,2 \rightarrow$  Usage d'habitation.

$\beta = 0,6 \rightarrow$  Usage commercial.

Pour ce qui est de notre structure :

$$W_i = 58725.041KN$$

### Estimation de la période fondamentale de la structure

Selon le **RPA99/2003 (article 4-2-4)**, la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient qui est en fonction du système de contreventement et de type du remplissage.

**Tableau IV.4.** Valeurs de  $C_T$

Système de contreventement	$C_T$
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	<b>0,05</b>

$$h_N = 46,86 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,05 \times (46,86)^{\frac{3}{4}} = 0,8955s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Où L est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données par (1) et (2).

$$L_x = 21,99m \quad \Rightarrow T_x = 0,8993s$$

$$L_y = 16,55m \quad \Rightarrow T_y = 1,036s$$

D'après le rapport du sol établi par (L.N.H.C), le site d'implantation de notre structure est un sol de catégorie  $S_3$ .

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Valeur de  $T_1$  et  $T_2$  extraites du **tableau 4.7** du **RPA 99**.

Tableau IV.5. Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$ 

Nature du sol	Site	$T_1(s)$	$T_2(s)$
Meuble	3	0,15	0,50

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3,0s \Rightarrow D_x = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 < T_y < 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

$$T_x = \min(0,8993s; 0,8955s) = 0,8955s$$

$$T_y = \min(1,036s; 0,8955s) = 0,8955s$$

D'après le **RPA99**, les valeurs de  $T$  calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où ( $T$ ) à prendre en considération est :

$$T_x = 1,3 \times 0,8955 = 1,16s.$$

$$T_y = 1,3 \times 0,8955 = 1,16s.$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \dots\dots\dots \text{Facteur de correction d'amortissement.}$$

$\xi$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

$$\xi = 7\% \rightarrow \text{Construction auto stable}$$

$$\xi = 10\% \rightarrow \text{Contreventement par voiles}$$

Pour une construction mixte en prend la moyenne  $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

$$\text{D'où } \eta = 0,82 \quad \text{donc} \quad \begin{cases} D_x = 1,39 \\ D_y = 1,39 \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,39 \times 1,20}{5} \times 58725,041 = 2938.601 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,39 \times 1,20}{5} \times 58725,041 = 2938.601 \text{ KN} \end{cases}$$

### IV.3.2 Méthode d'analyse dynamique

#### a. Modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

### 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 hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation de masses modales atteint au moins 90%.

### Spectre de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

### - Schéma du spectre de calcul

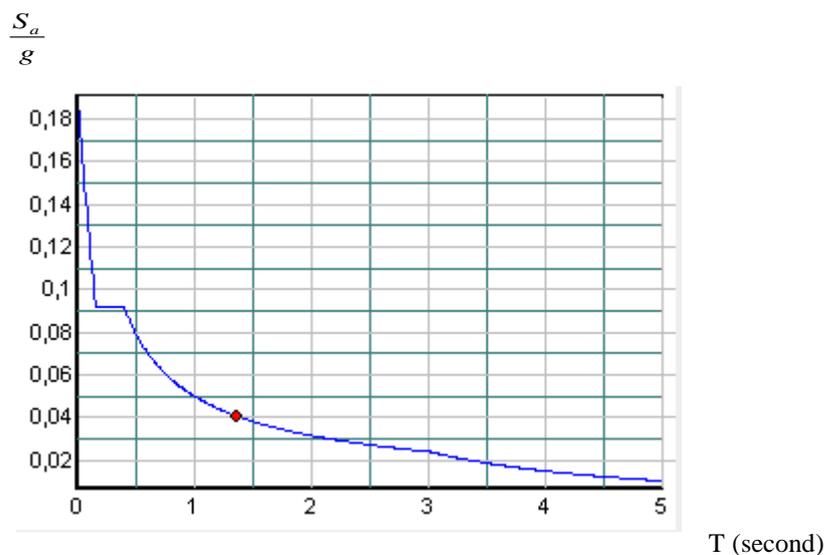


Figure IV.1. Spectre de calcul

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

#### IV.4. ANALYSE DYNAMIQUE PAR LE LOGICIEL SAP 2000

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères du RPA, une étude dynamique par le logiciel **Sap 2000** a été menée.

##### IV.4.1. La disposition des voiles adoptée

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée.

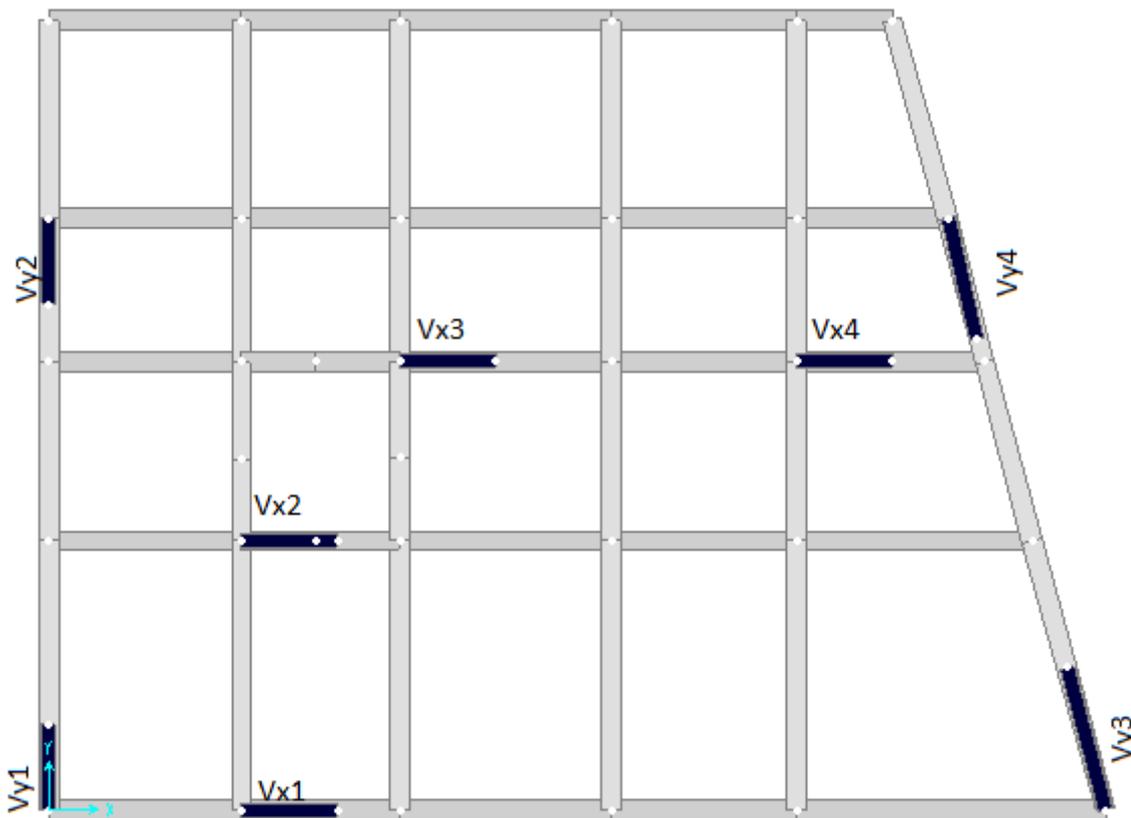


Figure IV.2. Disposition des voiles adoptée.

### Modes de vibration et taux de participation des masses

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant:

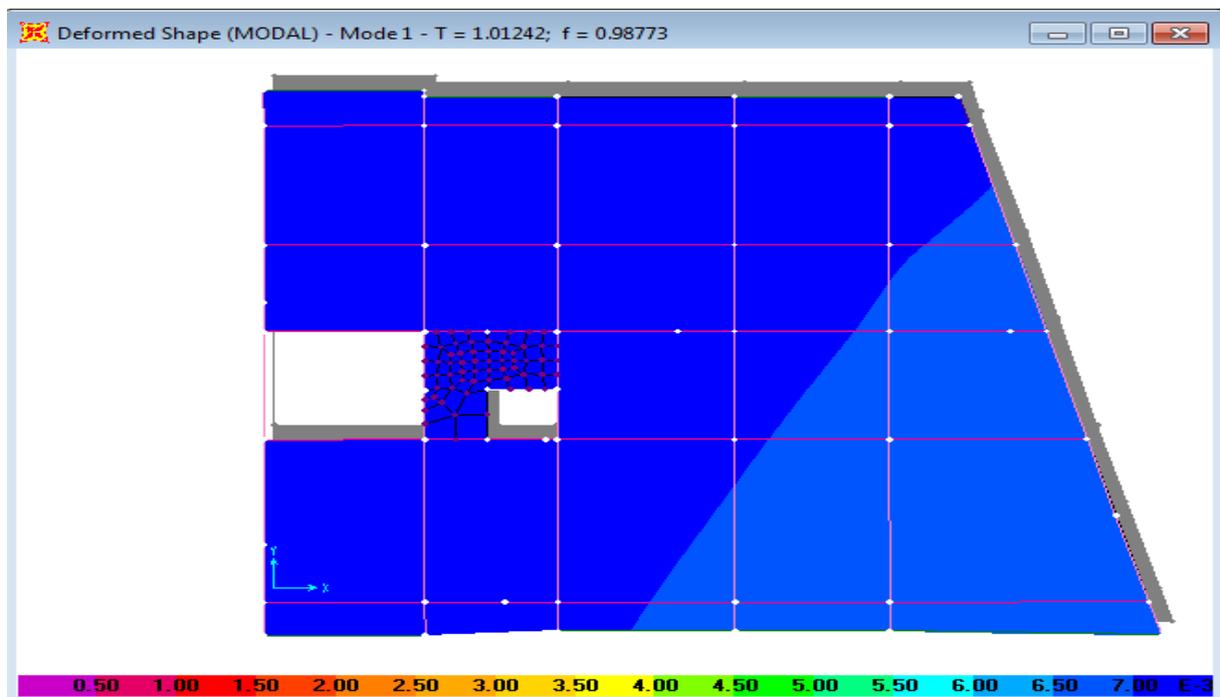
**Tableau IV.6.** Périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période(s)	Mode individuel %			Somme cumulée %		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.0124	15.771	58.34	0	15.77	58.34	0
2	0.9462	56.181	15.34	0	71.95	73.69	0
3	0.8614	1.29	0.703	0	73.24	74.39	0
4	0.3155	1.49	10.62	0	74.72	85.01	0
5	0.2891	12.032	0.976	0	86.75	85.99	0
6	0.2645	0.123	1.18	0	86.87	87.17	0
7	0.1651	0.299	3.337	0	87.17	90.51	0
8	0.1466	4.307	0.137	0	91.48	90.64	0
9	0.1330	0.009	0.916	0	91.57	91.56	0
10	0.1073	0.0016	0.581	0	91.59	92.14	0
11	0.1055	0.115	1	0	91.70	93.14	0
12	0.0938	0.663	0.004	0	92.36	93.15	0

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus la participation massique est vérifiée à partir du 8<sup>ème</sup> mode dans le sens (x) à une période qui est égale à 0.1466s et à partir du 7<sup>ème</sup> mode dans le sens (y) à une période qui est égale à 0.1651s.

#### IV.4.2. Mode de déformation

On présente ci-dessous les trois premiers modes :



**Figure IV.3.1<sup>er</sup>** mode de déformation (T = 1.012 s), Translation suivant Y, avec un angle de rotation de  $10^{-5}$

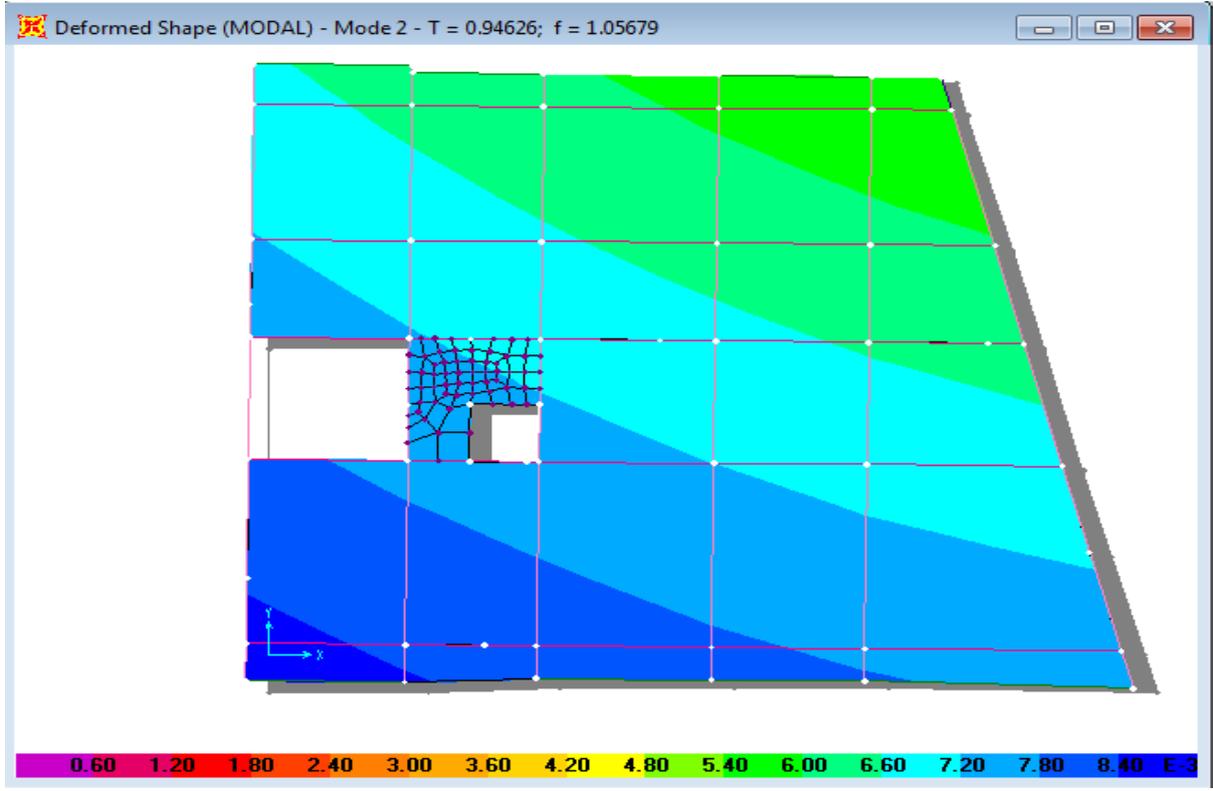
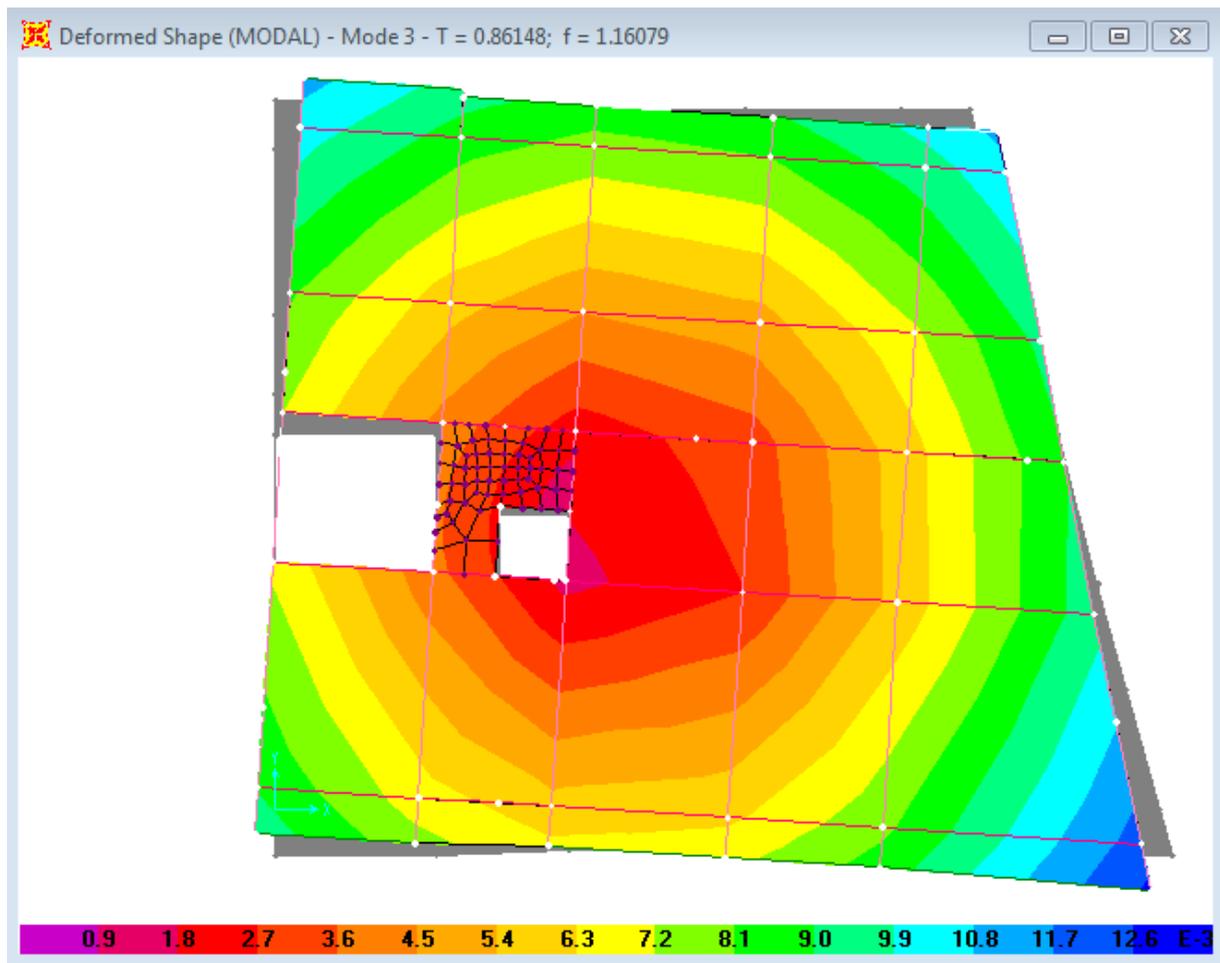


Figure IV.4.2<sup>eme</sup> mode de déformation (T =0.946 s), translation suivant X, avec un angle de rotation de  $10^{-5}$



**Figure IV.5.** 3<sup>ème</sup> mode de déformation ( $T = 0.861s$ ), torsion autour de Z

#### Analyse des résultats

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction YY est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens YY, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation suivant **XX**, ce qui correspond au but recherché (avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration).

On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

#### IV.4.3. Interaction voiles-portique

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales et les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

**Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau IV.7.** Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	voiles	P (%)	V (%)
E.S	52985.92	12270.33	81.196	18.803
RDC	49128.337	11323.871	81.268	18.731
Etage1	45982.495	9799.945	82.431	17.568
Etage2	42001.539	8939.957	82.450	17.549
Etage3	37907.658	8192.72	82.228	17.771
Etage4	33379.38	7879.583	80.902	19.097
Etage5	29475.436	7091.441	80.606	19.393
Etage6	25603.296	6271.297	80.325	19.674
Etage7	21424.284	5757.733	78.817	21.182
Etage8	17765.857	4861.383	78.515	21.484
Etage9	14148.712	3923.653	78.289	21.710
Etage10	10367.341	3149.884	76.697	23.302
Etage11	6951.996	2135.422	76.501	23.498
Etage12	3595.295	1064.011	77.163	22.436
Buanderie	184.8	0	100	0

On remarque que l'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée à partir du 7<sup>ème</sup> étage à une différence tolérable

**Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel **SAP2000** sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
E-S	933.189	1758.91	34.664	65.335	1180.51	1470.51	44.530	55.469
RDC	708.529	1964.29	26.508	73.491	970.697	1660.687	36.889	63.110
1 <sup>er</sup> étage	1119.82	1439.16	43.760	56.239	1361.91	1086.329	55.628	44.371
2 <sup>ème</sup> étage	1126.949	1326.28	45.937	54.062	1333.54	979.194	55.660	42.339
3 <sup>ème</sup> étage	1183.662	1144.69	50.837	49.162	1368.99	827.55	62.324	37.675
4 <sup>ème</sup> étage	1062.843	1126.25	48.551	51.448	1231.32	832.263	59.668	40.331
5 <sup>ème</sup> étage	1062.722	975.233	52.146	47.853	1216.3	703.908	63.342	36.657
6 <sup>ème</sup> étage	1043.196	827.331	55.770	44.229	1173.81	586.283	66.692	33.309
7 <sup>ème</sup> étage	864.221	823.091	51.218	48.481	976.966	608.822	61.607	38.392
8 <sup>ème</sup> étage	822.794	667.686	55.203	44.796	916.481	483.967	65.441	34.558
9 <sup>ème</sup> étage	758.123	513.844	59.602	40.397	825.398	362.921	69.459	30.540
10 <sup>ème</sup> étage	566.585	456.676	55.372	44.629	613.768	332.862	64.837	35.162
11 <sup>ème</sup> étage	489.431	259.222	65.374	34.625	513.628	176.175	74.460	25.539
12 <sup>ème</sup> étage	497.247	190.513	72.299	27.700	487.489	182.716	72.737	27.262
Buanderie	16.522	0	100	0	17.26	0	100	0

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée

#### IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

On doit vérifier que : 
$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tel que :

$N_d$  : effort normal de calcul.

$B_c$  : l'aire brute du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression.

Les résultats obtenus par le logiciel **SAP2000** sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Nd(KN)	Bc(cm <sup>2</sup> )	v	Remarque
E-S	3837.78	75×70	0.292	Vérifiée
RDC	3536.128	75×70	0.269	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3219.614	70×65	0.283	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	2931.592	70×65	0.257	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	2646.692	70×65	0.232	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	2364.124	65×60	0.242	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	2090.672	65×60	0.214	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	1819.865	65×60	0.186	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	1550.558	60×55	0.187	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	1288.838	60×55	0.156	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	1029.187	60×55	0.124	Vérifiée

10 <sup>ème</sup> étage	770.01	55×50	0.112	Vérifiée
11 <sup>ème</sup> étage	516.469	55×50	0.075	Vérifiée
12 <sup>ème</sup> étage	265.131	55×50	0.038	Vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux nouvellement choisies sont suffisantes.

#### IV.4.5. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_k$  RPA99 (Article 5.10)

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10.** Vérification des déplacements

Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
0,00	0.05	0.25	0	0.25	0.08	0.07	0.35	0	0.35	0.11
4,08	0.19	0.95	0.25	0.70	0.17	0.27	1.35	0.35	1.00	0.24
7,14	0.34	1.70	0.95	0.75	0.24	0.45	2.25	1.35	0.90	0.29
10,2	0.49	2.45	1.70	0.75	0.24	0.63	3.15	2.25	0.90	0.29
13,26	0.66	3.3	2.45	0.85	0.27	0.82	4.10	3.15	0.95	0.31
16,32	0.83	4.15	3.3	0.85	0.27	1.00	5.00	4.10	0.90	0.29
19,38	1.00	5.00	4.15	0.85	0.27	1.18	5.90	5.00	0.90	0.29
22,44	1.16	5.80	5.00	0.80	0.26	1.35	6.75	5.90	0.85	0.27
25,5	1.32	6.60	5.80	0.80	0.26	1.51	7.55	6.75	0.80	0.26
28,56	1.47	7.35	6.60	0.75	0.24	1.66	8.30	7.55	0.75	0.24
31,62	1.61	8.05	7.35	0.70	0.22	1.79	8.95	8.30	0.65	0.21
34,68	1.74	8.70	8.05	0.65	0.21	1.91	9.55	8.95	0.60	0.19
37,74	1.85	9.25	8.70	0.55	0.17	2.00	10.00	9.55	0.45	0.14
40,80	1.95	9.75	9.25	0.50	0.16	2.08	10.40	10.00	0.40	0.13
43,80	2.01	10.05	9.75	0.30	0.10	2.14	10.70	10.40	0.30	0.10

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 0,95\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,06\text{cm}$$

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Tel que :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.11.** Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Hauteur (m)	$h_k$	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
0,00	306	4358.59	0.25	2692.1	0.001	0.35	2651.02	0.001
4,08	408	4380.35	0.70	2662.82	0.002	1.00	2631.38	0.004
7,14	306	4358.35	0.75	2558.98	0.004	0.90	2448.23	0.005
10,2	306	4358.49	0.75	2453.23	0.004	0.90	2312.73	0.005
13,26	306	4358.73	0.85	2328.35	0.005	0.95	2196.54	0.006
16,32	306	4209.41	0.85	2189.10	0.005	0.90	2063.58	0.005
19,38	306	4209.56	0.85	2037.96	0.005	0.90	1920.21	0.006
22,44	306	4209.81	0.80	1870.53	0.005	0.85	1760.09	0.006
25,5	306	4072.01	0.80	1687.31	0.006	0.80	1585.79	0.006
28,56	306	4072.09	0.75	1490.48	0.006	0.75	1400.45	0.007
31,62	306	4072.30	0.70	1271.97	0.007	0.65	1188.32	0.007
34,68	306	3946.79	0.65	1023.26	0.008	0.60	946.63	0.008
37,74	306	3945.42	0.55	748.653	0.009	0.45	689.803	0.008
40,80	306	4000.34	0.50	687.76	0.009	0.40	670.205	0.007
43,80	300	172.8	0.30	16.502	0.01	0.30	17.26	0.01

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieure à 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

## IV.5. VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA 99/VERSION 2003

### Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article **4-3-6 du RPA99/Version2003**, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

$$V_{xdyn} = 2691,751KN$$

$$V_{ydy} = 2650,222KN$$

On a :

$$V_{xst} = 3061,042 KN$$

$$V_{yst} = 3061,042 KN$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{xdyn} = 2691,751KN \geq 0.8 \times V_{stx} = 2448,8336KN \\ V_{ydy} = 2650,222KN \geq 0.8 \times V_{sty} = 2448,8336KN \end{array} \right\} \dots\dots \text{Vérfiées.}$$

## IV.6. CONCLUSION

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **SAP2000**, nous a permis de faire un calcul dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

## V.1. INTRODUCTION

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

## V.2. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges apportées par les poutres sollicitations à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
  - 2)  $G + Q$
  - 3)  $G + Q \pm E_x$
  - 4)  $0.8G \pm E_x$
  - 5)  $G + Q \pm E_y$
  - 6)  $0.8G \pm E_y$
- (RPA99)**

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ( $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$ ) ; 2. ( $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$ ) ; 3. ( $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$ )

### V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

#### a- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :  $\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1

## V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau (V.1) ci-après :

**Tableau V.1.** Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
E-SOL	3837.780	20.37	190.706	179.554	1.58	9.99
RDC	3536.128	37.38	201.087	403.217	40.151	198.374
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	3219.614	34.563	188.060	695.617	5.331	95.78
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	2364.125	30.719	101.121	1387.77	249.63	31.8
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	1550.558	29.347	116.37	896.83	155.487	24.94
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	770.01	28.56	59.248	405.91	13.196	12.401
Buanderie	72.384	7.468	7.1876	36.657	19.415	12.911

### V.2.2.1-Calcul du ferrailage

#### a- Ferrailage longitudinale

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau (V.2) et (V.3).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

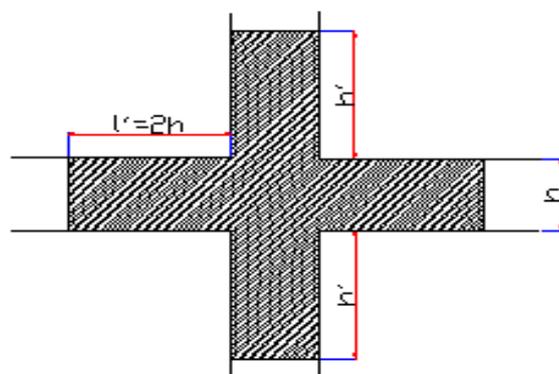
$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1; h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.2.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	$A_{\min}$ RPA ( $\text{cm}^2$ )	$A^{\max}$ RPA ( $\text{cm}^2$ )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
E-SOL+RDC	75×70	42	210	315
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup> étages	70×65	36.4	182	273
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup> étages	65×60	31.20	156	234
7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> étages	60×55	26.4	132	198
10 <sup>ème</sup> +11 <sup>ème</sup> +12 <sup>ème</sup> étages	55×50	22	110	165
Buanderie	50×45	18	90	135



**Figure V.1.** Zone nodale

**b- Les armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ Élancement géométrique}).$$

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale  $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa

Dans la zone courante  $t \leq 15\phi_l$  en zone IIb et III

Où :

$\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.3. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage est tiré directement du logiciel SAP2000V14.

#### a- Armatures longitudinales

Le tableau ci après résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour les différents poteaux des différents niveaux à la flexion composée.

**Tableau V.3.** Armatures longitudinales.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calcul</sub> SAP (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
E-SOL, RDC	75×70	52.5	42	10HA25+2HA16=53.11
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages	70×65	45.5	36.40	8HA25+4HA16=47.31
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	65×60	39	31.20	4HA25+8HA20=44.77
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	60×55	33	26.40	8HA20+4HA16=33.17
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	55×50	27.5	22	6HA20+6HA14=28.09
Buanderie	50×45	22.5	18	12HA16=24.13

#### b- Section des armatures transversales

Le tableau ci après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.4.** Armatures transversales.

Niveau	E-SOL	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	Buanderie
Section (cm <sup>2</sup> )	75×70	75×70	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45
$\phi_t^{\max}$ (cm)	2.5	2.5	2.5	2.5	2	2	1.6
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.6
$l_f$ (cm)	214.2	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	210
$\lambda_g$	3.06	4.08	3.295	3.570	3.890	4.280	4.66
Vu (KN)	82.857	84.435	140.254	116.19	91.97	67.89	11.301
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante	15	15	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.035	1.055	1.878	1.675	1.437	1.157	0.212

$A_t^{\min}$ zone courante	5.77	5.77	5.36	4.95	4.53	4.12	3.71
$A_t^{\min}$ zone nodale	3.85	3.85	3.57	3.30	3.02	2.75	2.47
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	6.79	6.79	6.79	6.79	4.71	4.71	4.71
Nbre de cadres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

### V.2.4. Vérifications

#### a- Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du RDC, avec une longueur de  $l_0 = 4.08m$  et un effort normal de 3536.128 KN.

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \quad \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots\dots\dots si \quad 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856m \quad (\text{Longueur de flambement})$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.216m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'où : \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.216} \Rightarrow \lambda = 13.22 \Rightarrow \alpha = 0.826$$

$$B_r = 0.496m^2 \quad (\text{Section réduit du béton}).$$

$$Donc : N_u = 0.826 \times \left( \frac{0.496 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 53.11 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 9112.83KN$$

On a  $N_u^{\max} < N_u$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement:

**Tableau V.5.** Résultats de la vérification de l'effort normal ultime.

Niveau	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$i$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Br$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_u^{\max}$ (KN)
E-SOL	3.06	2.142	0.216	9.91	0.836	53.11	0.496	9223.16	3837.780
RDC	4.08	2.856	0.216	13.22	0.826	53.11	0.496	9112.83	3536.128
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages	3.06	2.142	0.202	10.60	0.834	47.31	0.4284	7988.80	3219.614
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	3.06	2.142	0.187	11.45	0.832	41.51	0.3654	6831.12	2364.125
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	3.06	2.142	0.173	12.38	0.829	33.17	0.3074	5675.60	1550.558
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	28.09	0.2544	4692.72	770.01
Buanderie	3.00	2.100	0.144	14.58	0.821	24.13	0.2064	3827.11	72.384

Du tableau ci-dessus on constate que  $N_u^{\max} < N_u$  pour tous les niveaux.

**b- Vérification des contraintes**

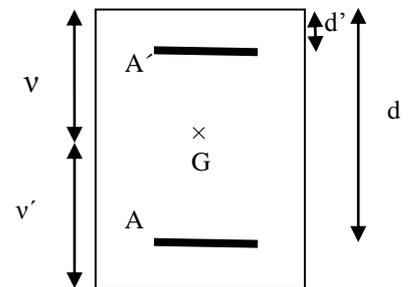
Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left( \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$



**Figure V.2.** Section du poteau

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$  et  $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes.

Niveau	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	$I_{gg}$ (m <sup>4</sup> )	Nser (KN)	Mser (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs
E-SOL	67.5	53.11	41.45	33.54	0.0308	2801.479	30.568	5.33	vérifiée
RDC	67.5	53.11	41.45	33.54	0.0308	2801.479	31.977	5.34	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages	63	47.31	38.77	31.23	0.0233	2349.779	37.067	5.16	vérifiée

4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	58.5	41.51	36.07	28.93	0.0173	1725.161	47.508	4.42	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	54	33.17	30.03	29.97	0.0127	1131.331	56.653	3.42	vérifiée
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	49.5	28.09	30.42	24.58	0.0087	561.78	56.634	2.04	vérifiée
Buanderie	45	24.13	25.56	24.44	0.0060	53.05	13.292	0.24	vérifiée

### c- Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section Cm	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs
E-SOL	75×70	2.142	2.856	0.04	67.5	82.85	0.175	1	vérifiée
RDC	75×70	2.856	3.808	0.04	67.5	84.438	0.178	1	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages	70×65	2.142	2.856	0.04	63	140.25	0.342	1	vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	65×60	2.142	3.295	0.04	58.5	116.09	0.330	1	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	60×55	2.142	3.570	0.04	54	91.97	0.309	1	vérifiée
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	55×50	2.142	3.894	0.04	49.5	67.89	0.274	1	vérifiée
Buanderie	50×45	2.100	4.200	0.04	45	11.30	0.055	1	vérifiée

### V.2.5. Disposition constructive des poteaux

- Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \times \Phi$  en zone **IIa**

$\Phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \rightarrow$  on prend 60 cm

$\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \rightarrow$  on prend 70 cm

$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80\text{cm} \rightarrow$  on prend 80 cm

$\Phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2.5 = 100\text{cm} \rightarrow$  on prend 100 cm

- **Les zones nodales**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

La longueur de recouvrement à prendre en compte dans notre cas est donnée par la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h'$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

- *Entre – Sol* :

$$h' = \max(51; 75; 70; 60\text{cm}) = 75\text{cm}.$$

$$l' = 2 \times 75 = 150\text{cm}$$

- *RDC* :

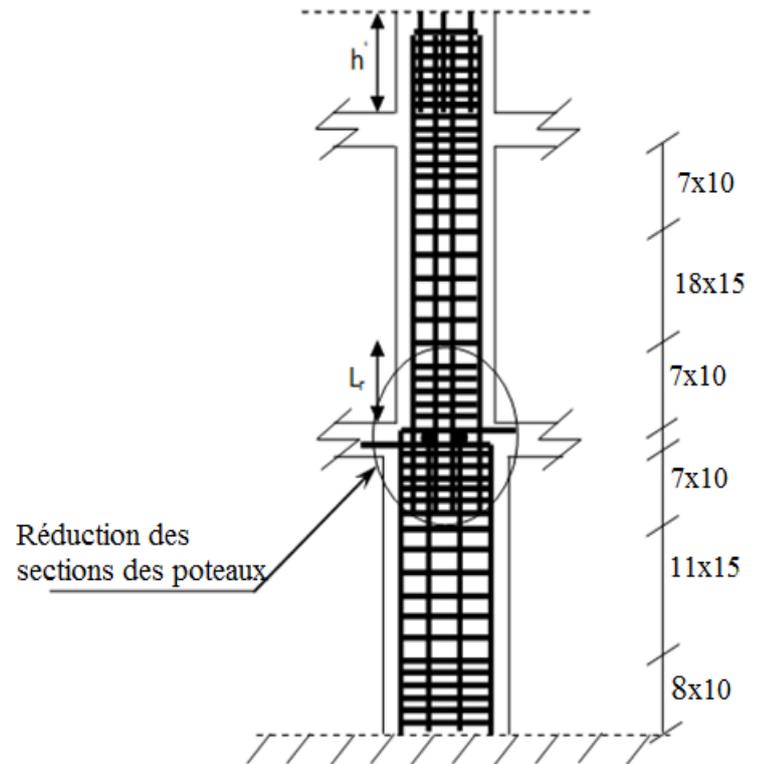
$$h' = 68\text{cm}.$$

$$l' = 136\text{cm}$$

- *Etage courant* :

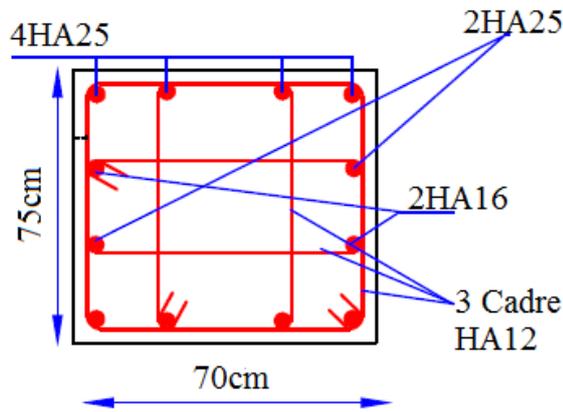
$$h' = 70\text{cm}.$$

$$l' = 140\text{cm}$$

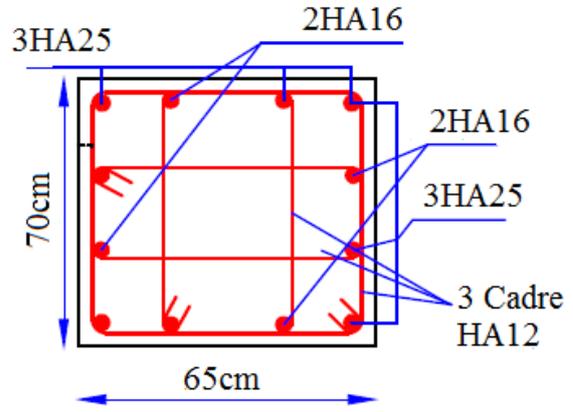


**Figure V.3.** Zone de recouvrement.

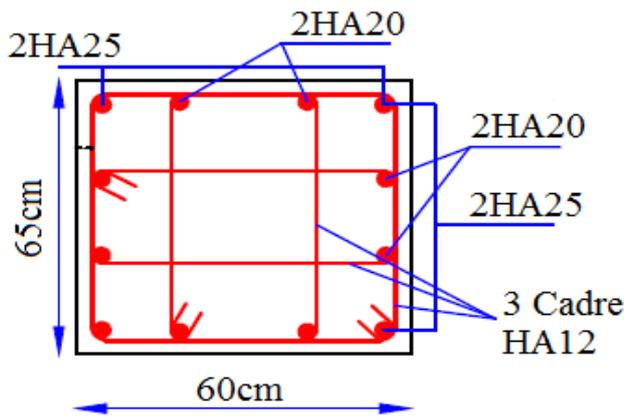
V.2.6.Schéma de ferrailage



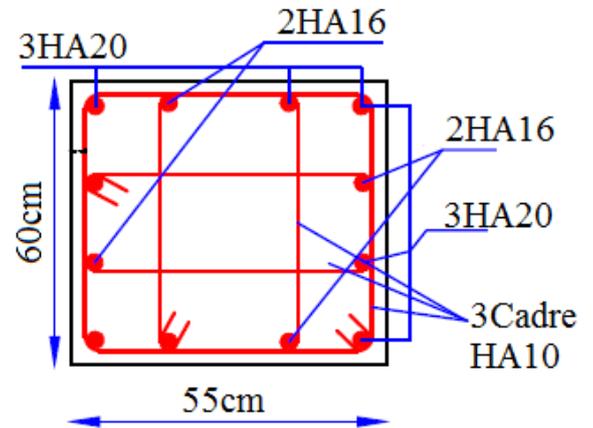
E-SOL-RDC



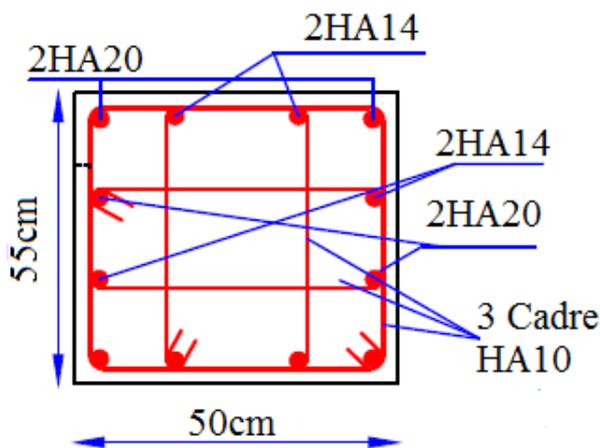
1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étages



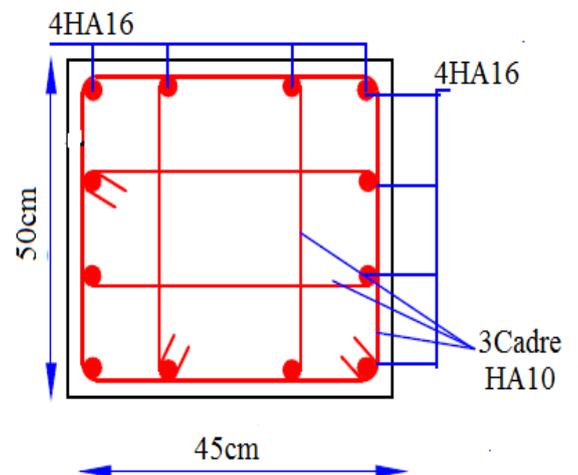
4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étages



7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étages



10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup>, 12<sup>ème</sup> étages



Buanderie

Figure V.4. Schémas de ferrillages des poteaux

### V.3. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage,

On procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

- 1)  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- 2)  $G + Q$
- 3)  $G + Q + E$  *RPA99(Article 5.2)*
- 4)  $0.8 \times G + E$
- 5)  $0.8 \times G - E$

#### V.3.1. Recommandation du RPA99

##### Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de béton en zone courante.

6% de la section de béton en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

##### Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$-S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$ . : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$-S_i \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre  $\phi_i$  est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.3.2. Ferrailage des poutres

#### Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **SAP 2000**. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutre de chaque niveau.

**Tableau V.8.** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	$A_{\text{calcul}}$ SAP ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{max}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\text{bre}}$ de barres
Etages courants	Principale	45×50	Appuis	7.78	11.25	135	12.06	6HA16
			Travée	10.28		90	12.06	6HA16
	Secondaire	40×45	Appuis	6.22	9	108	10.65	3HA14+3HA16
			Travée	4.79		72	10.65	3HA14+3HA16
Terrasse	Principale	45×50	Appuis	13.17	11.25	135	14.04	3HA20+3HA14
			Travée	13.82		90	14.04	3HA20+3HA14
	Secondaire	40×45	Appuis	11.56	9	108	12.06	6HA16
			Travée	11.73		72	12.06	6HA16

**Exigences de RPA :**  $A_{\text{min}} = 0.5 \% b \times h$

#### Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \rightarrow \text{on prend } 70\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \Rightarrow l_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \rightarrow \text{on prend } 60\text{cm}$$

$$\phi = 20\text{cm} \Rightarrow l_r > 40 \times 2 = 80\text{cm} \rightarrow \text{on prend } 80\text{cm}$$

#### Les armatures transversales

$$\phi \leq \min \left( \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

#### Poutres principales

$$\phi \leq \min \left( 1.4; \frac{50}{35}; \frac{45}{10} \right) = \min (1.4; 1.42; 4.5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1.4; 1.28; 4)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\text{-Zone nodale : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right).$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \min(12.5; 24) \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \min(11.25; 19.2) \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{-Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq 22.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l=2 \times h=100\text{cm}$ . On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 2.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**V.3.3. Vérifications****Vérification des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \text{ BAEL91 (Article H.III.1)}$$

**Tableau V.9.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V_u$ (MN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	0.152	0.71	vérifiée
Secondaires	0.128	0.76	vérifiée

$$\tau_u < \bar{\tau} = 3.25 \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{En appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{En appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10.** Vérification au cisaillement.

Poutres	$A_L$ (cm)	$V_u$ (MN)	$M_a$ (MN.m)	$A_1^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	14.04	0.152	0.116	4.37	-3.51	vérifiée
Secondaires	12.06	0.128	0.082	3.68	-2.55	vérifiée

### Etat limite de compression du béton

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11.** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(MN)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	Vérification
Principales	Appui	0.0971	3.48	vérifiée
	Travée	0.056	2.00	vérifiée
Secondaires	Appui	0.0446	2.23	vérifiée
	Travée	0.0237	1.16	vérifiée

### Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification de la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1).$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2). \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \times b \dots\dots\dots(3).$$

Vérification des trois conditions :

**Poutres principales : h=50cm ; l= 565cm ; b=45cm ; d= 47cm ; Mt=0.75M<sub>0</sub>**

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{565} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,088 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{14.04}{45 \times 47} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} \times b = 0,0472 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Poutres secondaires : h= 45cm ; l= 490 cm ; b= 40 cm ; d= 42 cm ; Mt=0.75M<sub>0</sub>**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{490} = 0,091 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,091 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12.06}{40 \times 42} = 0,007 < \frac{4,2}{f_e} \times b = 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Les trois conditions (1), (2) et (3) sont vérifiées pour tous les éléments

**Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du *RPA 99/03(Article 7.6.2)*. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

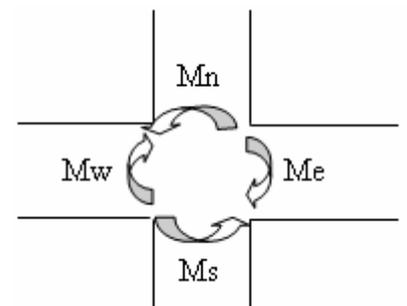
**Détermination des moments résistants dans les poteaux**

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

Des dimensions de la section du béton.

De la quantité d'acier dans la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.



**Figure V.5.**Schéma de la Zone nodale

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ ,  $Z = 0.85 \times h$

**Tableau V.12.** Moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
E-SOL,RDC	75×70	63.75	53.11	1177.65
1 <sup>er</sup> ,2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> étages	70×65	34	47.31	559.492
4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup> étages	65×60	55.25	41.51	797.713
7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup> étages	60×55	51	33.17	588.406
10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> ,12 <sup>ème</sup> étages	55×50	46.75	28.09	456.767
Buanderie	50×45	42.5	24.13	356.704

**Poutres**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.13.** Moments résistants dans les poutres

Etage	Sens	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
E-SOL+.... 12 <sup>ème</sup> étages	X-X	38.25	10.65	141.69
	Y-Y	42.5	12.06	178.27
Terrasse	X-X	38.25	12.06	160.45
	Y-Y	42.5	14.04	207.45

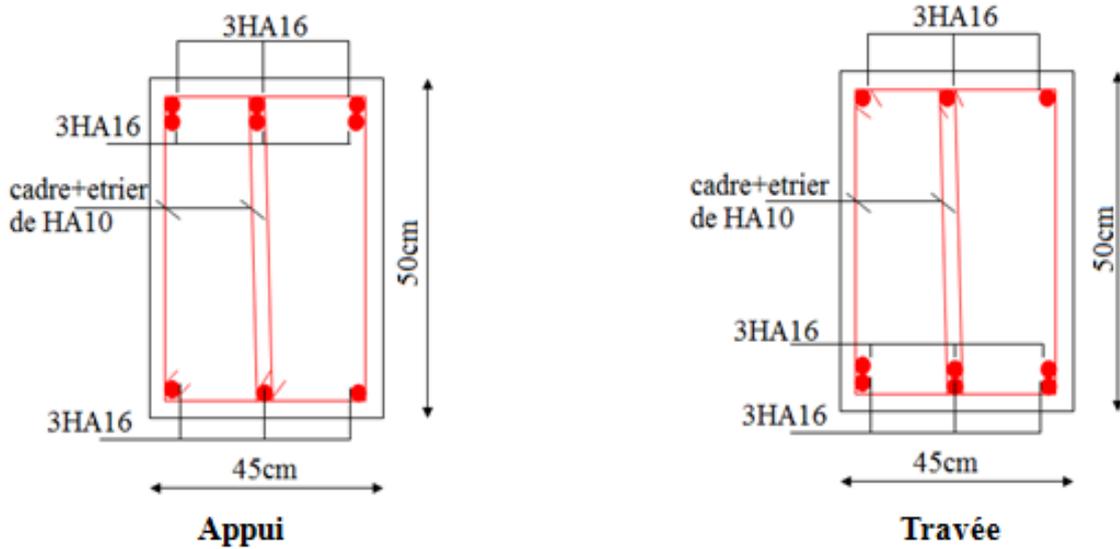
**Tableau V.14.** Vérification des zones nodales

Etage	Plan	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1,25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (KN.m)	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> + M <sub>s</sub> (KN.m)	OBS
E-SOL+RDC	X-X	141.69	141.69	354.225	1177.65	1177.65	2355.30	vérifiée
	Y-Y	178.27	178.27	445.675				vérifiée
1 <sup>er</sup> ,2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	X-X	141.69	141.69	354.225	559.492	1177.65	1737.142	vérifiée
	Y-Y	178.27	178.27	445.675				vérifiée
4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étages	X-X	141.69	141.69	354.225	797.713	559.492	1357.205	vérifiée
	Y-Y	178.27	178.27	445.675				vérifiée
7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étages	X-X	141.69	141.69	354.225	588.406	797.713	1386.119	vérifiée
	Y-Y	178.27	178.27	445.675				vérifiée
10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> et 12 <sup>ème</sup> étages	X-X	141.69	141.69	354.225	456.767	588.406	1045.173	vérifiée
	Y-Y	178.27	178.27	445.675				vérifiée

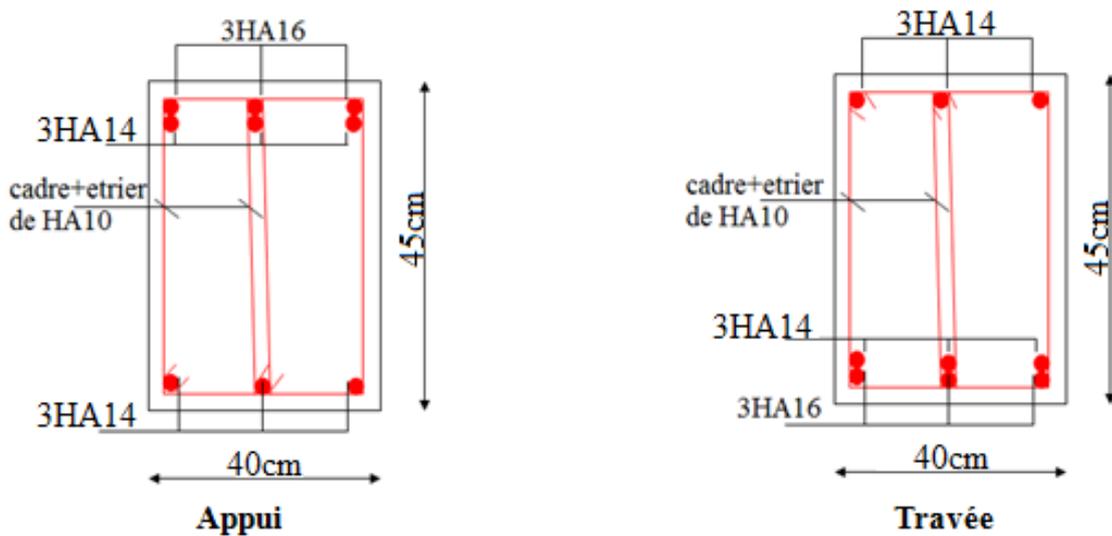
Terrasse	X-X	160.45	160.45	401.125	356.704	456.767	813.507	vérifiée
	Y-Y	207.45	207.45	518.625				vérifiée

On remarque que la condition du **RPA** sur la zone nodale est vérifiée pour tous les étages.

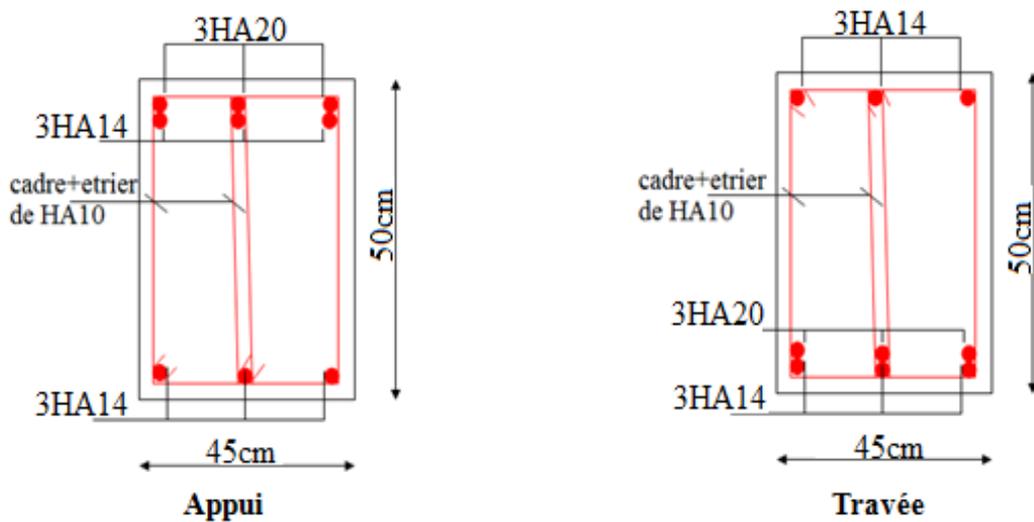
**V.3.4. Schéma de ferrailage**



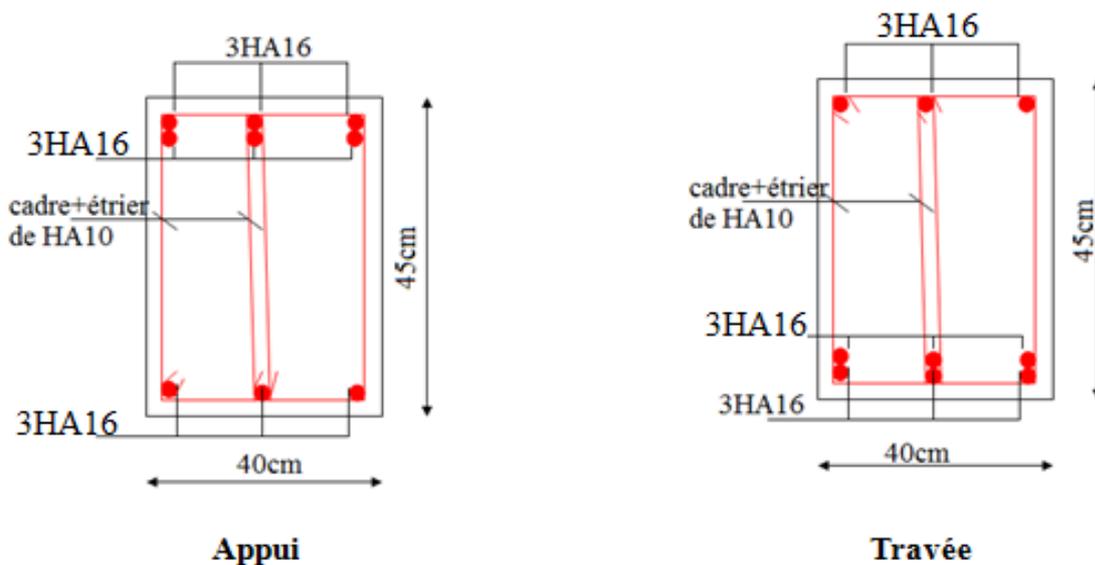
**Figure V.6.** Schéma de ferrailage des poutres principales des étages courants.



**Figure V.7.** Schéma de ferrailage des poutres secondaires des étages courants.



**Figure V.8.** Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage Terrasse.



**Figure V.9.** Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage terrasse.

#### V.4. ETUDE DES VOILES

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

Voiles élancés avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

#### V.4.2. Recommandation du RPA 99/03

##### a- Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

-les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ( $S_t < e$ )

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de  $\frac{1}{2}$  sur  $\frac{l}{10}$  de la longueur du voile.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### b- Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur  $10 \times \phi$

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L \text{ Dans la zone extrême de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times L \text{ Dans la zone courante du voile.}$$

$$\phi \leq \frac{1}{10} \times e \quad , (\phi : \text{diametre des barres.})$$

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

**L'espacement**  $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $\text{m}^2$ .

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 barres par m.

### c- La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{C28}$$

$$\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{b \times d}$$

$b$  : épaisseur du voile ;

$d$  : hauteur utile ( $d = 0,9.L$ ) ;

### V.4.3. Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section ( $b \times L$ ) .

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$  : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$A_v^{cal}$  : Section d'armature calculée dans l'élément.

$A_v^{adop}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face du voile.

$S_t$  : Espacement.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

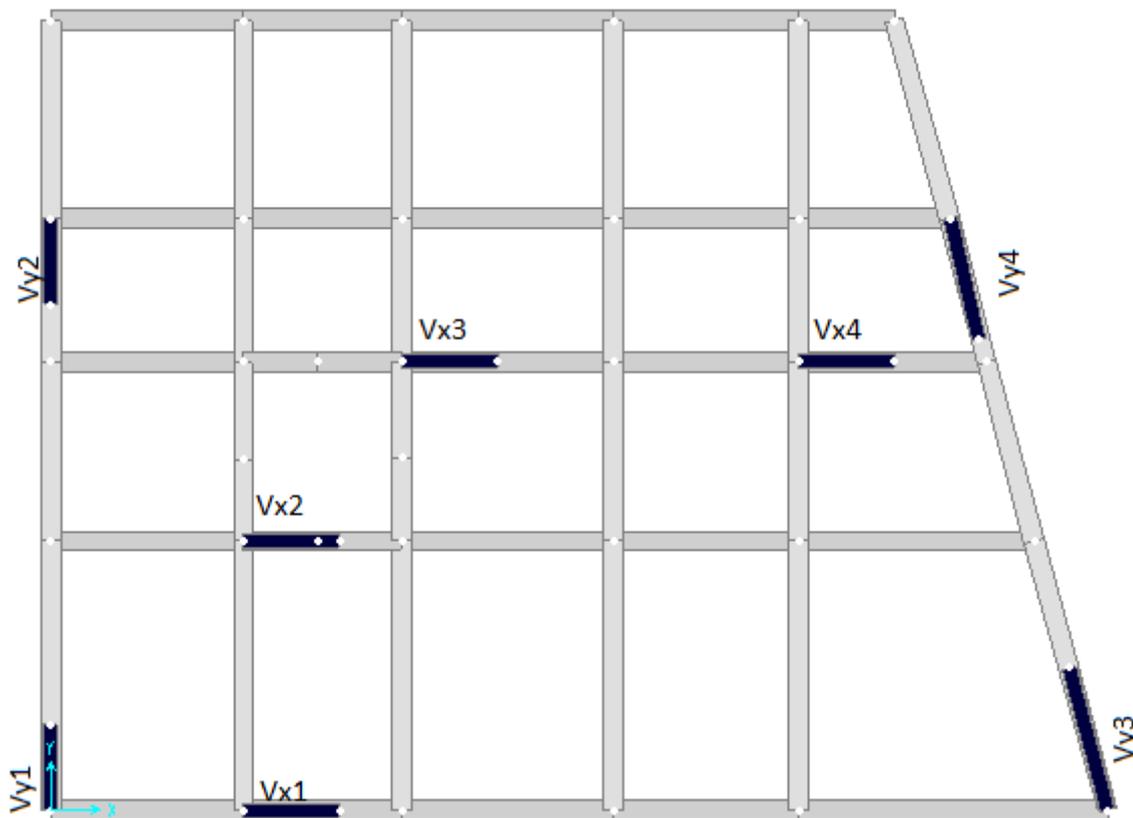
$A_h^{calc} = \frac{A_v^{adp}}{4}$  : Section d'armature calculée

$A_h^{adop}$  : Section d'armature adoptée.

$N^{bre}$  : Nombre de barre adoptée.

Les sollicitations permettant le calcul du ferrailage sont directement déduites de celles obtenues suite à la modélisation par le logiciel Sap2000.

**Disposition des voiles**



**Figure V.10.** Disposition des voiles adoptée.

**Voile V x1 avec L=2m :**

**Tableau V.15.** Récapitulation des sollicitations dans le voile Vx1.

Niveau	$N_{max}$ → $M_{cor}$	$M_{max}$ → $N_{cor}$	$N_{min}$ → $M_{cor}$	V (KN)
	N (KN)    M(KN.m)	M(KN.m)    N(KN)	N (KN)    M(KN.m)	
E-SOL	1850.34    9.50	743.94    1572.94	696.69    152.73	261.79
RDC	1706.89    10.15	664.66    1302.09	675.83    155.78	244.64
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	1468.03    0.90	350.90    620.61	596.41    68.98	190.17
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	1174.61    59.48	302.58    920.7	466.44    24.53	181.88
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	859.82    65.30	207.4    655.28	347.52    2.31	139.30
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	468.58    69.58	119.7    360.32	197.56    16.77	89.60

**Voile V x2 avec L=3m :****Tableau V.16.**Récapitulation des sollicitations dans le voile Vx2

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N (KN)	M(KN.m)	
E-SOL	2965.94	62.96	1804.11	2308.07	1045.32	345.74	532.01
RDC	2746.18	82.62	1908.94	2087.7	946.01	349.04	647.05
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	2340.11	36.02	930.19	1778.85	801.03	173.26	437.71
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	1883.40	18.59	493.71	1423.89	705.30	94.04	277.29
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	1383.85	20.80	288.15	1035.27	572.66	44.38	199.79
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	774.73	24.73	159.91	574.66	354.84	11.47	112.60

**Voile V x3 avec L=3m :****Tableau V.17.**Récapitulation des sollicitations dans le voile Vx3

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N (KN)	M(KN.m)	
E-SOL	2555.5	1.82	1723.33	715.71	715.71	1723.33	479.82
RDC	2374.24	40.16	1576.42	1929.44	1003	1526.18	495.49
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	2102.91	6.37	801.68	1501.52	989.71	193.53	376.02
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	1699.33	77.165	613.70	1302.64	788.67	515.79	356.34
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	1244.22	69.80	403.53	961.92	567.84	313.13	282.71
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	673.96	60.50	196.93	540.39	287.75	116.81	179.01

**Voile V x4 avec L= 3m :****Tableau V.18.**Récapitulation des sollicitations dans le voile Vx4

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N (KN)	M(KN.m)	
E-SOL	2120.66	20.59	1735.67	1828.07	639.05	454.22	500.78
RDC	1947.47	15.47	1704.18	1300.31	573.42	568.04	594.57
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	1696.49	60.34	934.81	1084.34	529.97	332.43	471.74
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	1352.90	90.80	648.35	957.76	588.45	297.57	405.48

7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	985.09	141.52	436.71	656.45	433.69	224.08	322.55
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	538.63	177.39	275.16	336.76	190.92	146.52	219.97

Voile V y1 avec L=2m :

Tableau V.19.Récapitulation des sollicitations dans le voile Vy1

Niveau	N <sub>max</sub> →	M <sub>cor</sub>	M <sub>max</sub> →	N <sub>cor</sub>	N <sub>min</sub> →	M <sub>cor</sub>	V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N (KN)	M(KN.m)	
E-SOL	1609.28	94.078	940.78	1609.28	237.07	918.61	293.81
RDC	1328.01	47.56	768.24	875.16	442.11	168.21	274.63
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	1147.91	9.25	230.67	645.05	374.87	49.45	132.34
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	913.7	73.37	238.50	464.35	269.51	219.87	150.89
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	666.38	69.64	184.03	310.23	167.22	166.00	130.88
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	400.87	18.35	108.45	130.43	52.13	92.04	94.91

Voile V y2 avec L=2m :

Tableau V.20.Récapitulation des sollicitations dans le voile Vy2

Niveau	N <sub>max</sub> →	M <sub>cor</sub>	M <sub>max</sub> →	N <sub>cor</sub>	N <sub>min</sub> →	M <sub>cor</sub>	V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N (KN)	M(KN.m)	
E-SOL	1396.54	38.97	1045.47	876.08	442.79	223.17	387.54
RDC	1278.44	5.75	1152.77	726.84	386.95	233.60	474.40
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	1117.77	17.60	496.50	545.95	308.93	492.99	298.69
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	912.41	13.41	318.93	783.93	278.14	65.46	206.24
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	681.99	7.54	201.15	549.03	224.01	51.33	143.08
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	383.19	7.15	97.35	306.10	138.47	34.54	77.34

**Voile V y3 avec L=3m :****Tableau V.21.**Récapitulation des sollicitations dans le voile Vy3

Niveau	$N_{max}$	$M_{cor}$	$M_{max}$	$N_{cor}$	$N_{min}$	$M_{cor}$	V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N (KN)	M(KN.m)	
E-SOL	2419.18	25.30	1563.97	2169.40	866.99	1532.46	367.61
RDC	2238.39	26.03	1273.52	1536.04	1036.43	465.54	324.58
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	1949.53	26.62	655.57	1600.18	840.04	621.69	232.38
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	1520.47	85.67	412.15	839.35	517.40	391.90	218.34
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	1087.71	76.13	237.73	553.92	322.94	219.31	167.14
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	593.72	55.82	139.72	261.43	136.89	125.23	99.06

**Voile V y4 avec L=3m :****Tableau V.22.**Récapitulation des sollicitations dans le voile Vy4

Niveau	$N_{max}$	$M_{cor}$	$M_{max}$	$N_{cor}$	$N_{min}$	$M_{cor}$	V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N (KN)	M(KN.m)	
E-SOL	2468.50	462.65	1622.66	957.71	67.16	560.00	486.31
RDC	2257.73	487.68	1825.90	920.78	109.31	535.73	613.55
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	1835.70	267.78	966.88	1502.16	167.60	261.22	438.58
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	1346.10	186.21	569.18	1150.23	325.78	143.75	334.79
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étages	974.50	36.66	322.72	782.50	353.60	92.54	241.02
10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> étages	526.32	40.10	165.15	426.11	212.50	49.25	134.11

**V.4.3. Calcul de ferrailage du voile**

On expose un seul exemple de calcul suivant x-x et les autres sont résumés dans les tableaux (V.22 , V.23, V.24 , V.25).

**A. Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

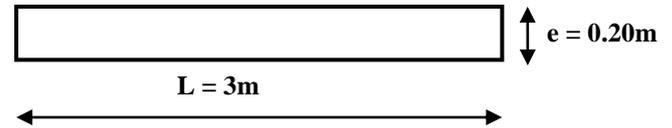
- **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables ( $M$ ,  $N$ ) pour une section ( $e \times L$ ).

$$L = 3 \text{ m}$$

$$d = 2.7 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$



**Figure V.11.** Voile  $V_{x3}$

$$N_{max} = 2555.55 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 1.82 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_U}$$

$$e_G = \frac{1.82}{2555.5} = 0.0007 \text{ m}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$$

$e_G < \frac{L}{2}$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'. Il faut

vérifier la condition suivante :

$$a > b \dots \dots \dots (I)$$

$$a = (0.337 \times L - 0.81 \times d') \times L \times e \times f_{bu}$$

$$a = (0.337 \times 3 - 0.81 \times 0.03) \times 3 \times 0.2 \times 14.2$$

$$a = 8.406$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 0.0182 + 2.5555 \times \left( 2.7 - \frac{3}{2} \right) = 3.084 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 3.084 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow b = 2.5555 \times (2.7 - 0.03) - 3.084 = 3.73$$

Alors la condition (I) est vérifiée  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la Flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.084}{0.20 \times (2.7)^2 \times 14.2} = 0.148$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.148}) = 0.201$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

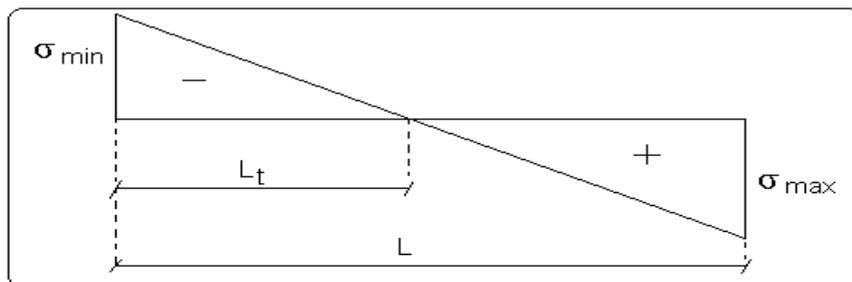
$$z = 2.7 \times (1 - 0.4 \times 0.201) = 2.48 \text{ m}.$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{3.084}{2.48 \times 348} = 35.69 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 35.55 \times 10^2 - \frac{2555.5 \times 10^3}{348} = -3788 \text{ mm}^2 = -37.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2555.5 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3} + \frac{1.82 \times 10^{-3}}{0.45} \times 1.5 = 4.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2555.5 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3} - \frac{1.82 \times 10^{-3}}{0.45} \times 1.5 = 4.24 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1.49 \text{ m}$$

• **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 479.82 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 479.82 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.7} = 1.243 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h=20\text{cm} \Rightarrow A_h=1.55\text{cm}^2$$

### B. Calcul sous $M_{\max}$ et $N_{\text{cor}}$

$$M_{\max} = 1723.33 \text{ KN} \cdot \text{m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 715.71 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$e_G = 2.40\text{m} > (L/2) = 1.5\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - L/2) = 2582.18 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{UA} = 2582.18 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.124 < \mu_1 = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.166 \rightarrow z = 2.52 \text{ m} \rightarrow A_1 = 29.44 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 8.87 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$\sigma_{\max} = 6.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = -4.55 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1.18 \text{ m}$$

❖ **Vérifications**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 118 = 4.72 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (300 - 2 \times 118) = 1.28 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable des trois sollicitations pour le ferrailage du voile  $V_{x1}$

$$A_v^{cal} = A_s = 8.87 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : } 14\text{HA}10 = 11.00 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On a } A_h = 1.55 \text{ cm}^2 < A_{\min} \text{ RPA} = 9 \text{ cm}^2, \text{ on prend } A_h = 12\text{HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2.$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile Vx3 :

**Tableau V.22.** Résultats de calcul de ferrailage dans le voile Vx2, Vx3, Vx4.

Niveau	E-Sol, RDC, Etages courants
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×3
M(KN)	1723.33
N(KN)	715.71
section	Partiellement comprimée
V (KN)	479.82
$\tau$ (MPa)	1.243
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	8.87
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9.00
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	11.00
$N^{bre}$ barre/face	14HA10
$S_t$ (cm)	20
$A_h^{cal}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	1.55
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9
$A_h^{adop}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	6.03
$N^{bre}$ barre /plan	12HA8
$S_t$ (cm)	25

**Tableau V.23.** Résultats de calcul de ferrailage dans le voile Vx1 dans tous les niveaux.

Niveau	E-Sol, RDC, Etages courants
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2
M(KN)	152.73
N(KN)	696.69
section	Partiellement comprimée

V (KN)	261.79
$\tau$ (MPa)	1.01
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.00
$A_v^{adop}$ /face (cm <sup>2</sup> )	5.03
$N^{bre}$ barre/ face	10HA8
$S_t$ (cm)	20
$A_h^{cal}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	1.26
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9
$A_h^{adop}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	6.03
$N^{bre}$ barre / plan	12HA8
$S_t$ (cm)	25

**Tableau V.24.** Résultats de calcul de ferrailage dans le voile Vy1, Vy2 dans tous les niveaux.

Niveau	E-Sol, RDC, Etages courants
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×2
M(KN)	918.61
N(KN)	237.07
section	Partiellement comprimée
V (KN)	293.81
$\tau$ (MPa)	1.14
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	12.13
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.00
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	15.39
$N^{bre}$ barre/ face	10HA14

$S_t$ (cm)	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.42
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9
$A_h^{adop}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	6.03
$N^{bre}$ barre / plan	12HA8
$S_t$ (cm)	25

**Tableau V.25.** Résultats de calcul de ferrailage dans le voile Vy3, Vy4 dans tous les niveaux.

Niveau	E-Sol, RDC, Etages courants
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×3
M(KN)	560.00
N(KN)	67.16
section	Partiellement comprimée
V (KN)	486.31
$\tau$ (MPa)	1.26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	4.90
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9.00
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	8.17
$N^{bre}$ / face	10HA8+4HA10
$S_t$ (cm)	20
$A_h^{cal}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	1.57
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9
$A_h^{adop}$ /plan (cm <sup>2</sup> )	6.03
$N^{bre}$ barre/ plan	12HA8
$S_t$ (cm)	25

## Schéma de ferrailage

Exemple : Voile Vx3: L=3 m ; e=20 cm ; St=20 cm

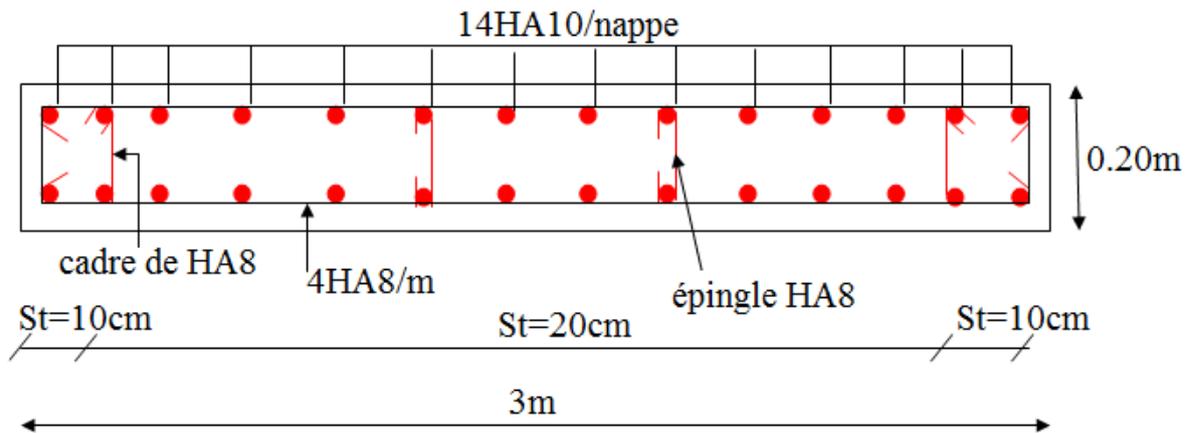


Figure V.12. Schéma de ferrailage du voile Vx3 (E-SOL).

## V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

## VI.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

## VI.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, établi par LNHC, le terrain est constitué de schistes marneux friables, représente une capacité moyenne dans les 03 premiers mètres. Le type de fondations suggérées est superficiel, encreée à 2.8m du niveau de la base.

La capacité portante moyenne est estimée à 1.70 bars.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

### VI.2.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison  $G + Q + E$ , obtenu par le SAP 2000.

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$  : Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ( $a \times b$ )

$$N = 3837.78 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$AN: B \geq 4.23 \text{ m, soit } B = 5 \text{ m}$$

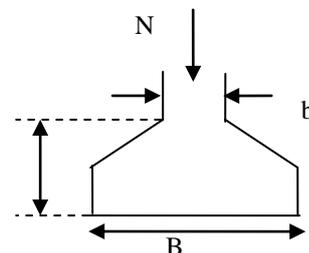


Figure VI.1.Semelle isolée

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

### VI.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 6 poteaux.

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 1867.81\text{KN}$ ;  $N_2 = 2439.19\text{KN}$ ;  $N_3 = 2603.43\text{KN}$ ;  $N_4 = 3458.13\text{KN}$

$N_5 = 3837.78\text{KN}$ ;  $N_6 = 2028.38\text{KN}$ .

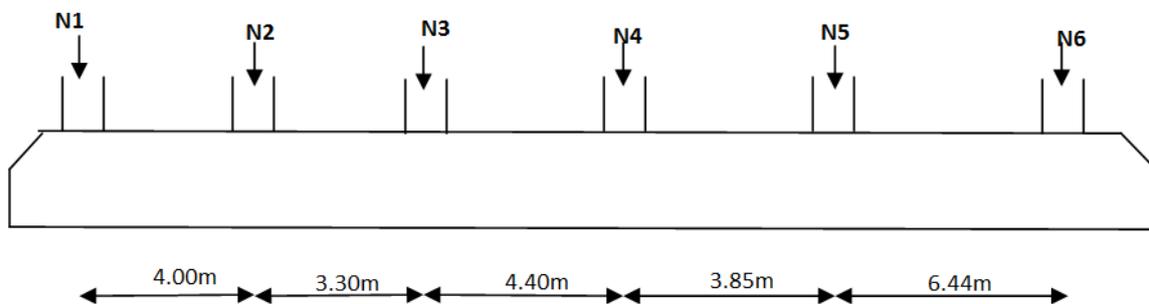


Figure VI.2.Semelle filante

$$\sum N_i = 16234.72\text{KN}.$$

$$N_s = 6 \times 170 \Rightarrow N_s = 1020\text{KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 17254.72\text{KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{17254.72}{200 \times 21.99} = 3.92\text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Donc on opte pour un radier général.

### VI.2.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

**VI.2.3.1. Pré dimensionnement****a- Condition de coffrage****La Nervure**

$$L_{max} = 6.44 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{644}{10} = 64.4 \text{ cm} \text{ Soit } h_t = 80 \text{ cm.}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

**La dalle**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{644}{20} = 32.2 \text{ cm}$$

$\Rightarrow h_r \geq 32.2 \text{ cm}$  On prend  $h_r = 60 \text{ cm}$ .

**b- Condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{array} \right.$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$$I : \text{inertie de la section du radier } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots\dots\dots(3)$$

K : module de résistance du sol (pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur du radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{De (1), (2) et (3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{E \cdot \pi^4}} \approx 1.02 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :  $h_t = 120 \text{ cm}$ .

La surface du radier:

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{65256.25}{200} = 326.28 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 343.74 \text{ m}^2$

$$\text{Si } S_r \leq S_{\text{bat}} \Rightarrow S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 343.74 \text{m}^2$$

$N_s = 65256.25 \text{KN}$  (Poids total transmis par la superstructure).

$$P_{\text{radier}} = 0,60 \times 343.74 \times 25 = 5156.1 \text{ KN (Poids du radier).}$$

Poids des nervures dans le sens xx:

$$P_{x1} = 1.2 \times 0.70 \times 21.99 \times 25 \times 1 = 461.79 \text{ KN}$$

$$P_{x2} = 1.2 \times 0.70 \times 20.45 \times 25 \times 1 = 429.45 \text{ KN}$$

$$P_{x3} = 1.2 \times 0.70 \times 19.45 \times 25 \times 1 = 408.45 \text{ KN}$$

$$P_{x4} = 1.2 \times 0.70 \times 18.69 \times 25 \times 1 = 392.49 \text{ KN}$$

$$P_{x5} = 1.2 \times 0.70 \times 17.55 \times 25 \times 1 = 368.55 \text{ KN}$$

Poids des nervures dans le sens yy :

$$P_{y1} = 1.2 \times 0.70 \times 16.55 \times 25 \times 5 = 1737.75 \text{ KN}$$

$$P_{y2} = 1.2 \times 0.70 \times 17.15 \times 25 \times 1 = 360.15 \text{ KN}$$

Poids total de la nervure :  $P_{\text{nervure}} = 4158.63 \text{ KN}$

Poids total :

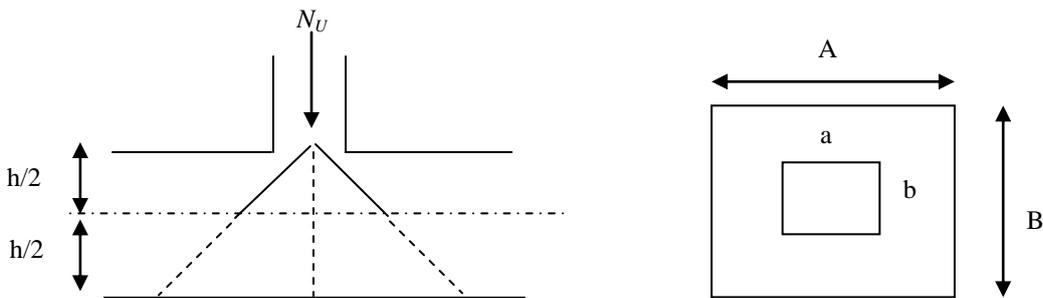
$$N = N_s + P_{\text{nervure}} + P_{\text{radier}} = 65256.25 + 4158.63 + 5850 = 74570.98 \text{ KN}$$

### VI.2.3.2. Vérifications nécessaires

#### a- Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le **CBA93 (article A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante :



**Figure VI.3.**Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2),}$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$N_u$  : charge du poteau le plus sollicité à l'ELU.

ht = 120cm.

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2$$

$$\mu_c = 2 \times (0.7+0.75+ 2.4) = 7.7\text{m.}$$

$$N_u = 3837.87 \leq 0.045 \times 7.7 \times 1.2 \times 25 / 1.5 = 6930 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### b-Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *Socotec* on a :

$$I_y = 11628.91 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 7.11\text{m.}$$

$$I_x = 7968.76 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 10.08\text{m}$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximale et minimale respectivement dans les deux extrémités du radier.

#### Sens X-X

$$N = 72536.5 \text{ KN et } M_y = 31971.39 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 213.51 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 157.46 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 199.49 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

#### Sens Y-Y

$$N = 72536.5 \text{ KN et } M_x = 4758.37 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 190.11 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 181.86 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 188.04 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**NB:** N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base.

**c - Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

B : la largeur du bâtiment.

**Dans le sens X-X**

$$e = \frac{4758.37}{72536.5} = 0.065 \text{ m} < \frac{21.99}{4} = 5.49 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{31971.39}{72536.5} = 0.440 \text{ m} < \frac{16.55}{4} = 4.13 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

**d- Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N_s = 65256.25 \text{ KN}$  (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3.06 \text{ m}$  (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 343.74 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique d'eau).

On trouve:

$$N = 65256.25 \text{ KN} \geq 1.5 \times 3.06 \times 343.74 \times 10 = 17154.66 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**e- Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\text{max}} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{89320.54 \times 6.44 \times 1}{2 \times 343.74} = 836.71 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 60 = 54 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{836.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 1.54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### VI.2.3.3. Ferrailage du radier

#### Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculer comme un plancher en dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable .Le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

#### Sollicitation

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{89320.54 + 1.35 \times 5156.1}{343.74} = 280.09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{65256.25 + 5156.1}{343.74} = 204.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$N_U$  : Effort ultime (plus le poids propre du radier).

$N_S$  : Effort de service.

$$M_{0x} = \mu_x q l^2, M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.4}{5.65} = 0.77 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

#### ELU ( $v=0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 323.18 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 175.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 274.7 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{oy} = 131.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -161.59 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times M_{oy} = -52.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{280.09 \times 4.4}{2} = 616.19 \text{ KN}$$

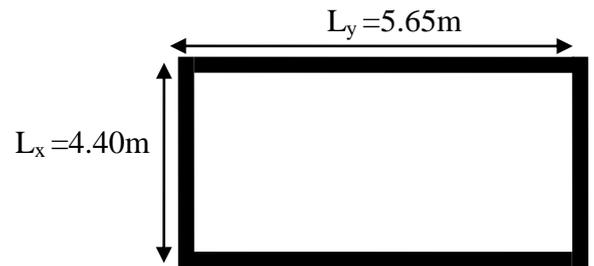


Figure VI.4. Dalle sur quatre appuis

**ELS (v=0.2)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 262.13 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 175.88 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 222.81 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{oy} = 131.91 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -131.06 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times M_{oy} = -52.76 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Ferraillage**Le ferraillage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.60) \text{ m}^2$ .**Condition de non fragilité**Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0.4$ 

La valeur minimale des armatures est :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ;  $\rho_0 = 0.0008$ 

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1.** Ferraillage du radier

		M (KN.m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	274.7	14.94	5.35	5HA20=15.71	20
	Appui	161.59	8.77	5.35	6HA14=9.24	16
Sens y-y	Travée	131.85	7.13	4.8	4HA16=8.04	25
	Appui	52.74	2.82	4.8	5HA12=5.65	20

**a-Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 444.9 \text{ KN} \Rightarrow V_{\max} = 444.9 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 410.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.823 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

**A I'ELS**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.2.**Résumé des résultats (vérification des contraintes)

		M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
Sens x-x	Travée	222.81	15.71	6.54	287.1	15	201.6
	Appui	131.06	9.24	4.76	281.7	15	201.6
Sens y-y	Travée	131.91	8.04	5.07	324.39	15	201.6
	Appui	52.76	5.65	2.35	182.83	15	201.6

Les conditions ne sont pas vérifiées, sauf pour l'appui dans le sens y-y, on doit donc augmenter la section des aciers.

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}$$

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3.** Vérification des nouvelles contraintes

		$M_{ser}$ (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Sens x-x	Trav	222.81	0.0037	0.298	5HA25 = 24.54	5.53	184.34
	App	131.06	0.0022	0.235	5HA20=15.71	3.84	168.88
Sens y-y	Trav	131.91	0.0022	0.235	5HA20 = 15.71	3.87	169.97

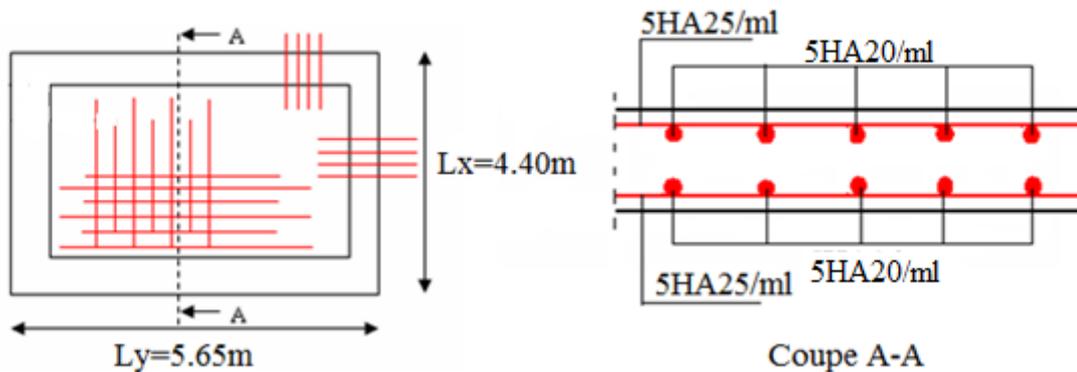
Après augmentation des sections de ferrailage, on déduit que les contraintes sont vérifiées.

### Espacement des armatures

**Armatures // L<sub>x</sub>:**  $S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$ .

**Armatures // L<sub>y</sub>:**  $S_t \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$ .

### VI.2.3.4 Schéma de ferrailage



**Figure VI.5.** Schéma de ferrailage du radier

### VI.2.4 Les sollicitations sur les nervures

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

On a :  $\rho = 0.77 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

#### Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

**Charge trapézoïdale**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

Calcul des sollicitations :

$$q_u = 280.09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 204.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Moments aux appuis :**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

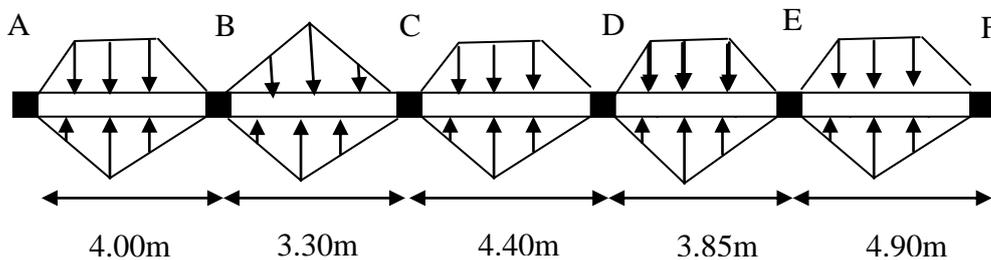
**Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{p \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{p \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

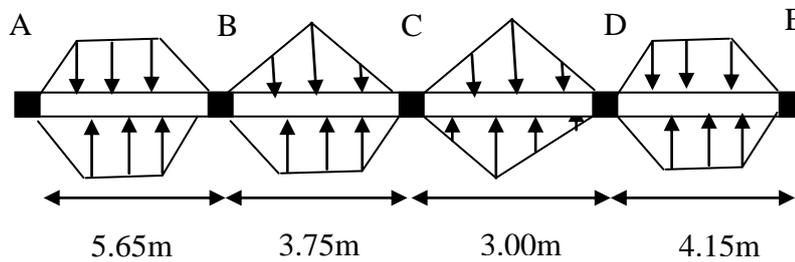
**Sens (x-x):**

**Figure VI.6.** Sollicitations sur les nervures dans le sens(x-x)

**Tableau VI.4.** Sollicitations de la nervure du radier dans le sens(x-x)

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a(KNm)$		X (m)	$M_t(KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4.00	4.00	782.38	0	-1080.05	1.65	54.22
B-C	3.30	2.64	616.19	-1080.05	-984.37	1.6	-195.64
C-D	4.40	3.52	878.59	-984.37	-1062.99	2.17	1102.64
D-E	3.85	3.08	729.51	-1062.99	-1898.74	1.62	-96.94
E-F	4.90	4.90	913.54	-1898.74	0	2.87	1874.55

Sens (y-y) :



**Figure VI.7.** Sollicitations sur les nervures dans le sens (y-y)

**Tableau VI.5.** Sollicitations de la nervure du radier dans le sens (y-y)

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	P (KN/m)	$M_a(KNm)$		X (m)	$M_t(KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5.65	5.65	1364.54	0	-3627.84	2.35	3782.07
B-C	3.75	3.00	763.24	-3627.84	-617.67	2.92	-359.03
C-D	3.00	2.40	560.18	-617.67	-1250.88	1.12	-264.31
D-E	4.15	4.15	865.96	-1250.88	0	2.42	2234.16

**Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section  $b \times h$  en flexion simple.

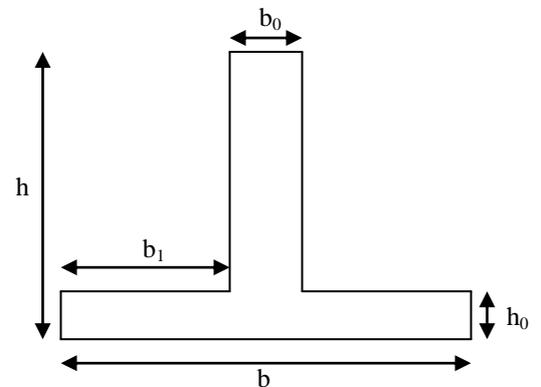
$h=120cm$ ;  $h_0=60cm$ ;  $b_0=60 cm$ ;  $d= 108cm$ .

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{565}{10}; \frac{440}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(56.5; 220)$$

Soit :  $b_1 = 55cm$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 170cm$$



**Figure VI.8.** Section à ferrailler

**Tableau VI.6.** Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier

		$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}^{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	1874.55	51.60	22.16	10HA25+2HA20=55.37
	appuis	1898.74	51.97	22.16	10HA25+2HA20=55.37
Y-Y	Travée	3782.07	108.48	22.16	8HA32+4HA40=114.61
	appuis	3627.84	103.7	22.16	10HA32+2HA40=105.55

**VI.2.4.1 Vérification a L'ELU****a- Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 2563.21 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.39 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**b- Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(3.42; 6; 3.2) = 32 \text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 12 \text{mm.}$$

**c- Espacement des aciers transversaux****Condition de RPA**

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

-Zone courante :  $St \leq h/2 = 60 \text{cm}$

-Zone nodale :  $St \leq \min(h/4; 12; \Phi_l) = 12 \text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante :  $St = 20 \text{cm}$

- Zone nodale :  $St = 10 \text{cm}$

**VI.2.4.2 Vérification a L'ELS****a- Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

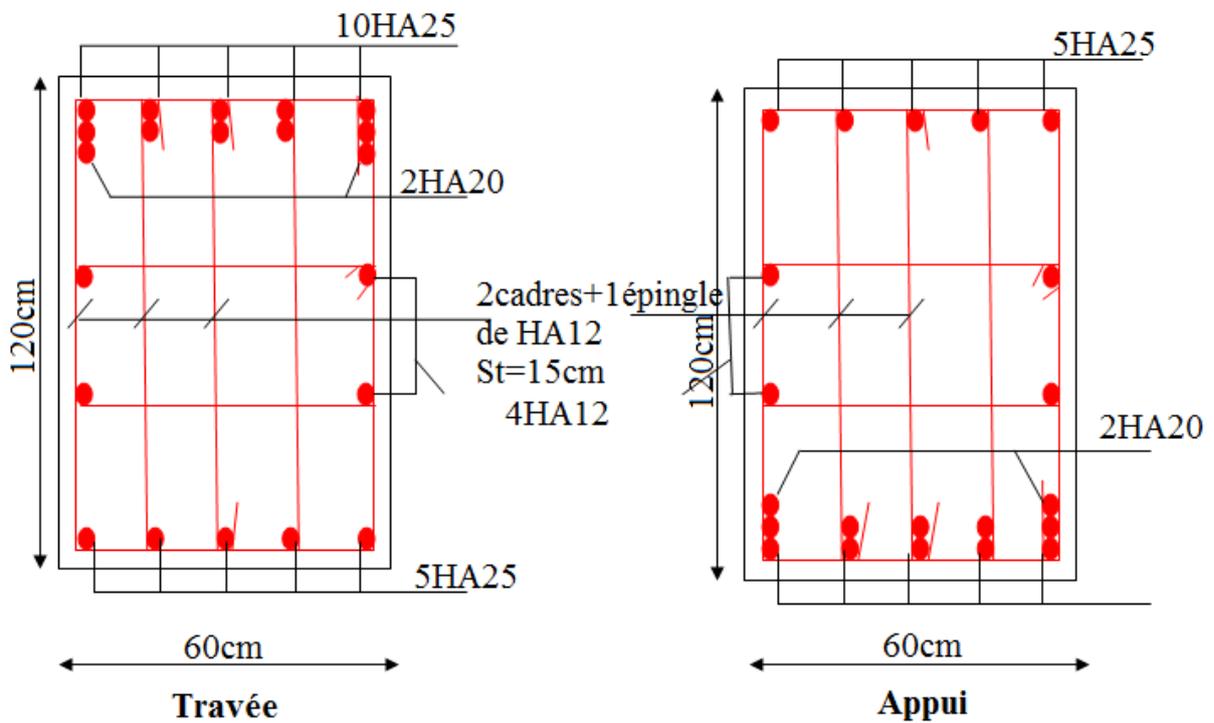
$$1. \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$2. \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3f, 110) = 201.6 \text{MPa}$$

**Tableau VI.7.**Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	Moments	$M_{ser}(KNm)$	$A_s (cm^2)$	y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	Observation
x-x	$M_t$	1090.25	55.35	0.279	0.0655	4.64	199.99	vérifiée
	$M_a$	1012.97	55.35	0.279	0.0655	4.31	185.81	vérifiée
y-y	$M_t$	2203.47	114.61	0.377	0.1153	7.20	201.47	vérifiée
	$M_a$	2010.76	105.55	0.355	0.1085	6.58	201.33	vérifiée

**VI.2.4.3 Schéma de ferrailage**



**Figure VI.9.** Schéma de ferrailage des nervures selon X-X

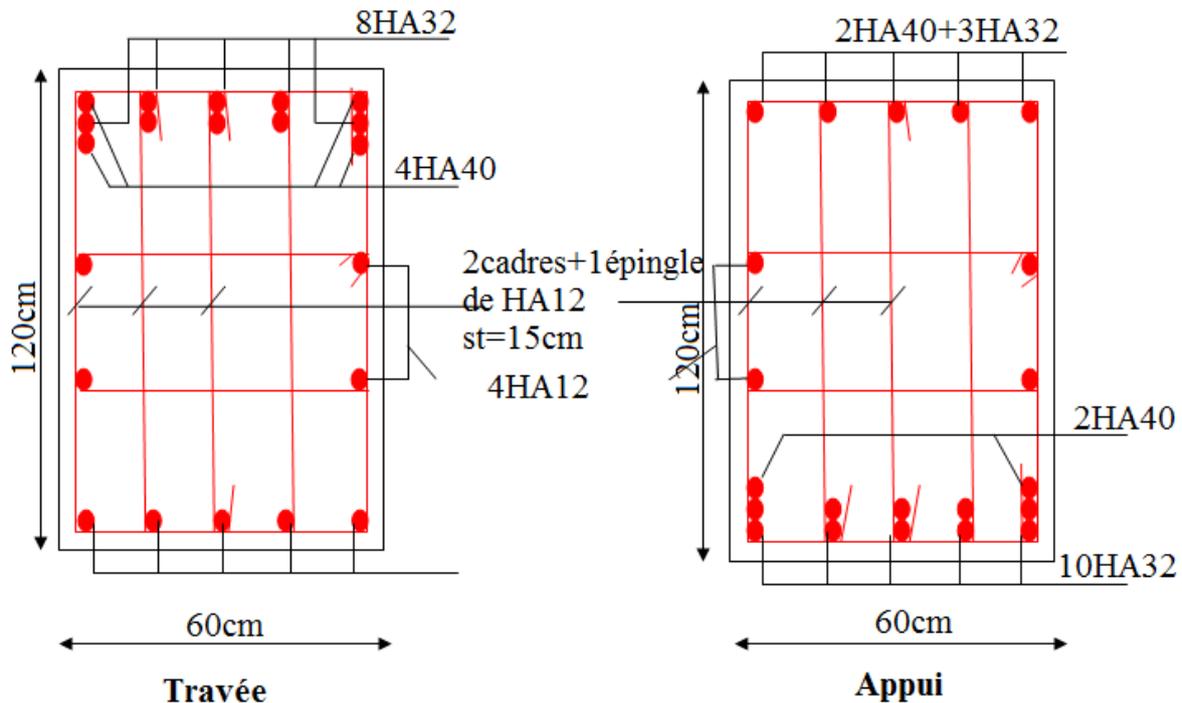


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon Y-Y

### VI.3.VOILE ADOSSE

Afin de soutenir la poussée des terres et d'obtenir un bon comportement de la structure, on a prévu un voile adossé en béton armé au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux de l'entre-sol. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Ce voile doit jouir des caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale  $e_p \geq 15$  cm. On prend  $e_p = 20$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encasté à sa base.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

#### VI.4.1 Caractéristiques des voiles

Hauteur  $h = 3.06$  m.

Epaisseur  $e = 20$  cm.

Largeur  $L = 5.65$  m

### VI.4.2 Caractéristiques du sol

Poids spécifique :  $\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$ .

Angle de frottement :  $\varphi = 22.5^\circ$ .

### VI.4.3. Méthode de calcul

Le voile adossé est considéré comme un ensemble de panneau de dalle encastré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terres et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation  $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

$\gamma$  : Poids spécifique du sol  $\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$

$\varphi$  : Angle de frottement interne du l'entre-sol,  $\varphi = 22.5^\circ$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.44$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.44$$

$\delta$  : Angle de frottement sol-structure, on prend  $\delta = 0$

### Sollicitations

#### a- Poussée des terres

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 19.5 \times 3.06 \times 0.44 = 26.25 \text{ KN/m}^2.$$

#### b- Charge due à la surcharge

$$P_2 = K_a' \cdot Q = Q \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times 0.44 = 4.4 \text{ KN/m}^2.$$

### VI.4.4 Ferrailage

#### Calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 42.03 \text{ KN/m}$$

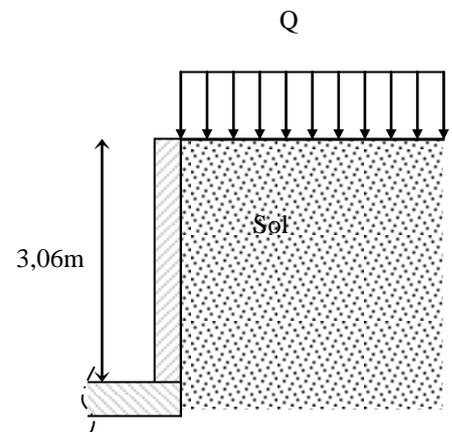


Figure VI.11. Voile adossé.

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle pleine, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$b = 1\text{m} \quad \begin{cases} l_x = 3.06 \text{ m.} \\ l_y = 5.35 \text{ m.} \\ e_p = 20\text{cm.} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 42.03 + 6.6}{4} = 33.17 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 33.17 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.57 > 0.4 \text{ Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \rho = 0.57 \Rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 26.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 6.93 \text{ KN.m}$$

### Moments retenues

#### En travée

$$\text{Sens (x) : } M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 22.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.89 \text{ KN.m}$$

#### En appuis

$$M_{ap} = -0.3 \times M_{0x} = -8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.3 \times M_{0y} = -2.08 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8.** Ferrailage du voile adossé

Sens		M (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	choix
x-x	En travée	22.83	3.73	4.71	20	5HA10
	En appui	8.06	1.30	3,14	25	4HA10
y-y	En travée	5.89	0.94	3,14	25	4HA10
	En appui	2.08	0,34	3,14	25	4HA10

**Vérifications à l'ELU****Les espacements**

$$\text{Armatures // } L_x : St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Effort tranchant**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration nuisible}).$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = \frac{42.03 \times 5.35}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{0.57}{2})} = 87.49 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{87.49}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.486 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 26.25 + 4.4}{4} = 20.87 \text{ KN} / m^2$$

$$\rho = 0.57 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 17.78 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 7.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 15.11 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 6.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment en appui**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.3 \times M_{0x} = -5.33 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.3 \times M_{0y} = -2.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Vérification des contraintes**

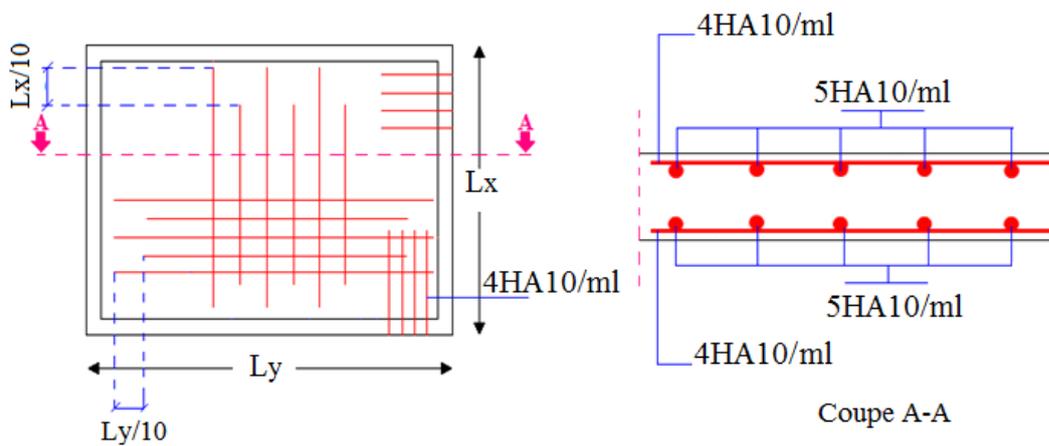
On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3f, 110) = 201.6 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.9.** Vérification des contraintes dans le voile adossé

Sens		M (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	vérification
x-x	En travée	15.11	4.16	194.33	vérifiée
	En appui	5.33	1.72	101.21	vérifiée
y-y	En travée	6.58	2.13	124	vérifiée
	En appui	2.32	0.75	44.05	vérifiée

**Schéma de ferrailage****Figure VI.13.** Schéma de ferrailage du voile adossé.**IV.5. CONCLUSION**

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul de semelles isolées et filantes. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient.

Nous sommes ensuite passé à un calcul de fondation sur un radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Le calcul du voile adossé a aussi fait l'objet de ce chapitre. Notre voile est en fait un mur qui reprend comme charge uniquement les poussées des terres. Il a été calculé comme un panneau de dalle pleine.

## Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux ;
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure ;
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
  - Respect de réglementation parasismique.
  - Conception architecturale parasismique.
  - Mise en œuvre soignée de la construction.



# *Bibliographie*

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Mémoires de fin d'études.

**Logiciels utilisés :**

- SAP 2000
- SOCOTEC
- Autocad
- Robot expert

## Annexe 2

### Flexion simple : Section rectangulaire

#### Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left( \frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

# Annexe 1

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 3

### Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

$$\rho = 0.5$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	<b>0.1</b>	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	<b>0.2</b>	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	<b>0.3</b>	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	<b>0.4</b>	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	<b>0.5</b>	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	<b>0.6</b>	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	<b>0.7</b>	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	<b>0.8</b>	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	<b>0.9</b>	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	<b>1.0</b>	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	<b>0.1</b>	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	<b>0.2</b>	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	<b>0.3</b>	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	<b>0.4</b>	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	<b>0.5</b>	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	<b>0.6</b>	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	<b>0.7</b>	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	<b>0.8</b>	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	<b>0.9</b>	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	<b>1.0</b>	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

# Annexe 4

## Caractéristiques générales

Installation	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter le table T31)	à l'étage	collective (le service selective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simplex accès	portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN civetta local des machines		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V	TRI 380 V	FC	DM		PM		
	In	Id	In	Id								
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
355 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	48	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	58	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	1500
465 540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	13000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	280	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	1500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	13500	2500
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000


 Symbole enregistré par le Comité National de Lutte contre le Handicap (CNLS) - Union française d'Emplois (UFE) - Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et sont accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

It is not possible to determine the values precisely in the copies of this document. Please contact your Schneider representative for more information.

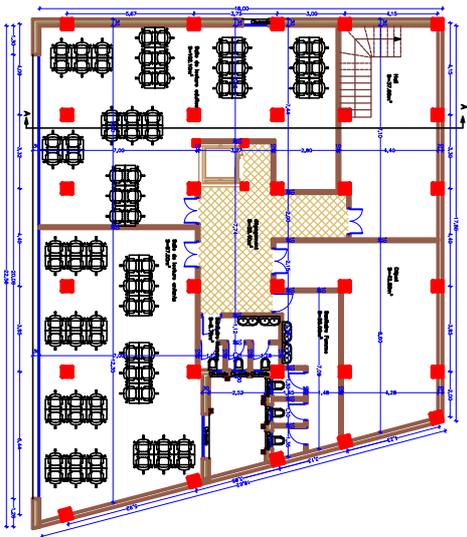


## ANNEXE 5

### Sections réelles d'armatures

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	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	150.80
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	15.38	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



# Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**Q** : Action variables quelconque.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

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

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

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de  $j$  jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**N** : force de compression en générale.

**a** : Une dimension (en générale longitudinal).

**b** : Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d** : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

**e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f** : Flèche.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge  $j$  jours.

**$F_{tj}$**  : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

**$F_{c28}$  et  $f_{t28}$**  : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

**$h_0$**  : Epaisseur d'une membrure de béton.

**$h$**  : Hauteur totale d'une section.

**$i$**  : Rayon de giration d'une section de B A.

**$j$**  : Nombre de jours.

**$l_f$**  : Longueur de flambement.

**$l_s$**  : Longueur de scellement.

**$n$**  : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

**$p$**  : Action unitaire de la pesanteur.

**$q$**  : Charge variable.

**$S_t$**  : Espacement des armatures transversales.

**$x$**  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte de compression du béton.