



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-Bejaia  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

## Thème

### Etude d'un bâtiment

Présenté par :

BIR Ryma

IKEN Ouarda

Soutenu le 02 / 07 / 2017 devant le jury composé de :

Mr IDDIR	Abdelkader	Président
Mr BELHAMDI	Nourredine	Encadreur
Mme BOUSSAA	melhA	Examineur

Années universitaire 2016 /2017

# *Remerciements*

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

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

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

*A Monsieur N. BELHAMDI notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre modeste travail.*

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

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A celle qui a inséré le goût de la vie et le sens de la responsabilité*

*....merci MERE.*

*A celui qui a été toujours la source d'inspiration et de courage*

*....merci chère 'PERE'.*

*A la plus adorable sœur Fatima je ne trouve pas les mots justes pour*

*te dire merci d'être là, à sa petite famille.*

*A mes frères Khaled et Mohamed, à Nadjib et à sa petite famille.*

*A mes tantes et oncles.*

*A chaque cousins et cousines*

*A mes meilleurs amis et à toute personne chère à mon cœur.*

*A la mémoire de mon père et à la santé de ma mère*

**BIR RUMA**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A un grand homme qui m'a toujours soutenu et qui a renforcé la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur cet homme est mon très cher père que dieu le garde*

*A la plus adorable et douce maman sur terre et que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour sa compréhension que dieu la protège.*

*A mes frères : djamel et slimane et à leur adorables épouses hayet et zahia.*

*A ma très chère sœur harzia qui a su me soutenir à chaque étape de ma vie.*

*A mes tentes et oncles.*

*A chaque cousins et cousines*

*A mes meilleurs amis et à toute personne chère à mon cœur.*

**IKEN OUARDA**

# Table des matières

---

<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 Présentation du projet</b> .....	<b>2</b>
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
1.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE.....	2
1.2.1. Dimensions en élévation.....	2
1.2.2. Dimensions en plans.....	2
1.3. DONNEES GEOTECHNIQUE DU SITE.....	2
1.3.1. Essais in-situ.....	3
1.3.2. Essais de laboratoire.....	3
1.3.3. Conclusions de l'étude géotechnique.....	4
1.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURALES.....	4
1.4.1. Système de contreventement.....	4
1.4.1. Les planchers.....	5
1.4.2. La maçonnerie.....	5
1.4.3. L'acrotère.....	5
1.5. REGLEMENTS, NORMES ET DOCUMENTS UTILISEES.....	5
1.6. HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES.....	5
1.6.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).....	5
1.6.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).....	6
1.6.3. Règle des trois pivots.....	6
1.7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES.....	7
1.7.1. Le béton.....	7
1.3.3.1. Résistance caractéristique à la compression.....	7
1.3.3.2. Résistance caractéristique à la traction CBA93 (Art A.2.1.1.2).....	7
1.3.3.3. Contrainte limite.....	8
1.3.3.4. Module de déformation longitudinale du béton.....	8
1.3.3.5. Coefficient de poisson.....	9
1.3.3.6. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL91).....	9
1.7.2. Les aciers.....	9
1.8.2.1. Résistance caractéristique de l'acier.....	10
1.8. LES ACTIONS.....	11
1.8.1. Les actions permanentes (G).....	11
1.8.2. Les actions variables (Q <sub>i</sub> ).....	11
1.8.3. Les actions accidentelles (F <sub>A</sub> ).....	11
1.9. COMBINAISONS DES ACTIONS.....	11
1.9.1. Combinaison d'action à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2).....	12
1.9.2. Combinaison d'action à l'ELS :.....	12
<b>Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments</b> .....	<b>13</b>
2.1. INTRODUCTIONS.....	13
2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	13
2.2.1. Plancher à corps creux.....	13
2.2.1.1. Disposition des poutrelles.....	14

2.2.1.2. Dimensionnement des planchers.....	15
2.2.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles .....	15
2.2.2. <i>Plancher à dalle pleine</i> .....	16
2.2.2.1. Types de dalles pleines .....	16
2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....	18
2.3.1. <i>Escalier a trois volées</i> .....	19
2.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	21
2.4.1. <i>Poutres Principales (PP)</i> .....	21
2.4.2. <i>Poutres Secondaires (PS)</i> .....	22
2.4.3. <i>Pré dimensionnement de la poutre palière brisée</i> .....	22
2.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES .....	22
2.6. ÉTUDE D'ACROTERE .....	23
2.7. LES POTEAUX.....	24
2.8. ÉVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES.....	25
2.1. DESCENTE DE CHARGES .....	27
2.1.1. <i>Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau Pot 1 et 2</i> .....	28
2.2.2.2. Surfaces afférentes .....	28
2.2.2.3. Charge des planchers.....	30
2.2.2.4. Charge des poutres .....	30
2.2.2.5. Charge des poteaux .....	31
2.2. VÉRIFICATION POUR LE POTEAU .....	34
2.2.1. <i>Critère de résistance</i> .....	35
2.2.2. <i>Critère de stabilité de forme</i> .....	35
2.2.3. <i>Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)</i> .....	37
2.3. CONCLUSION.....	38
<b>Chapitre 3 Etude des éléments secondaires.....</b>	<b>39</b>
3.1. CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	39
3.2. CALCUL DES PLANCHERS .....	39
3.2.1. <i>Plancher à corps creux</i> .....	39
3.1.2.1. Exemple d'application de la méthode forfaitaire.....	41
3.1.2.2. Exemple d'application de la méthode de Caquot minoré.....	45
3.1.2.3. Sollicitation max sur les différents étages.....	52
3.1.2.4. Ferrailage des poutrelles.....	52
3.1.2.5. Vérifications nécessaires.....	54
3.1.2.6. Conditions de la vérification de la flèche BAEL 91(Article B.6.5),le CBA 93 .....	57
3.2.2. <i>Ferrailage de la dalle de compression</i> .....	61
3.3. CALCUL DES DALLES PLEINES .....	61
3.3.1. <i>Données de différentes dalles</i> .....	62
3.3.2. <i>Calcul des sollicitations</i> .....	62
3.1.2.7. Evaluation de la flèche .....	66
3.4. ÉTUDE DE L'ACROTERE .....	69
3.4.1. <i>Hypothèses de calcul</i> .....	69
3.4.2. <i>Evaluation des charges et surcharges</i> .....	70
3.4.3. <i>Calcul des sollicitations</i> .....	70
3.1.2.8. Calcul de l'excentricité .....	70
3.4.4. <i>Ferrailage de l'acrotère</i> .....	72
3.1.2.9. Calcul à l'ELU.....	72

3.5. ETUDE DES ESCALIERS.....	74
3.5.1. Etude de la partie (AB).....	74
3.1.2.10. Ferrailage .....	75
3.1.2.11. Vérification de la flèche .....	76
3.5.2. Etude de volée 2 .....	78
3.1.2.12. Ferrailage .....	79
3.1.2.13. Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements $g, j, p$ .....	80
3.6. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE BRISEE .....	81
3.6.1. Dimensionnement .....	81
3.6.2. Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple.....	81
3.6.3. Le ferrailage de la poutre brisée.....	82
3.6.3.1. Vérification à l'effort tranchant .....	82
3.6.3.2. Calcul à la torsion .....	83
3.6.3.3. Vérification de La contrainte de cisaillement.....	84
3.6.3.4. Le ferrailage .....	84
3.6.3.5. Ferrailage final de la poutre brisée .....	85
3.6.4. Vérification de la flèche.....	85
3.6.3.6. Schéma de ferrailage .....	85
3.7. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE .....	86
3.7.1. Dimensionnement .....	86
3.7.2. Calcul des sollicitations.....	86
3.7.3. Ferrailage à l'ELU.....	87
3.7.3.1. Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1) .....	87
3.7.3.2. Vérifications à l'ELS.....	87
3.7.3.3. Vérification de la flèche .....	88
3.7.4. Schémas de ferrailage .....	88
<b>Chapitre 4 Modélisation 3D de la structure et étude sismique.....</b>	<b>89</b>
4.1. INTRODUCTION.....	89
4.2. MODELISATION .....	89
4.3. METHODE DE CALCUL DES FORCES SISMIQUES .....	91
4.4. DISPOSITION DES VOILES.....	92
4.5. JUSTIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA99/VERSION2003 .....	92
4.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales.....	92
4.5.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base.....	95
4.5.3. Justification de l'interaction voiles portiques .....	98
4.5.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	100
4.5.5. Justification vis à vis des déformations.....	101
4.5.6. Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$ (Art5.9) RPA99 .....	102
4.6. CONCLUSION.....	103
<b>Chapitre 5 Ferrailage des éléments structuraux .....</b>	<b>104</b>
5.1. INTRODUCTION.....	104
5.2. ETUDE DES POTEAUX.....	104
5.2.1. Calcul du ferrailage longitudinale.....	107
5.2.1.1. Exemple de calcul .....	107
5.2.1.1. Calcul Ferrailage transversale .....	109
5.2.2. Vérifications à faire.....	110
5.2.2.1. Vérification au flambement .....	110

5.2.2.2. Vérification des contraintes .....	111
5.2.2.3. Vérification aux sollicitations tangentes .....	112
5.2.2.4. Dispositions constructives.....	112
5.2.3. Détermination de la zone nodale (zone critique).....	113
5.3. ETUDE DES POUTRES .....	114
5.4. LE FERRAILLAGE DES POUTRES.....	114
5.4.1. Les armatures transversales (Art 7.5.2.2).....	115
5.4.2. Calcul du ferrailage.....	115
5.4.2.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) .....	115
5.4.2.2. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2).....	116
5.4.3. Exemple de calcul .....	116
5.4.3.1. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003 .....	117
5.4.3.2. Les armatures transversales .....	117
b) Calcul des espacements des armatures transversales .....	118
5.4.3.3. Vérification des sections d'armatures transversales .....	118
5.4.3.4. Vérification à l'ELU.....	118
5.4.3.5. Vérification à l'ELS.....	119
5.4.4. Schéma de ferrailage des poutres .....	120
5.4.5. Vérification des zones nodales .....	122
5.4.2.1. Les poteaux .....	123
5.4.2.2. Les poutres.....	124
5.5. CALCUL DES VOILES PAR LA METHODE DES CONTRAINTES .....	125
5.5.1. Recommandation du RPA99 version 2003 .....	127
5.4.2.3. Armatures verticales .....	127
5.4.2.4. Armatures Horizontal.....	127
5.4.2.5. Armatures Transversales .....	128
5.4.2.6. Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] .....	128
5.5.2. Ferrailage du voile $V_{x1}$ et $V_{x2}$ .....	128
5.4.2.7. Exemple de calcul .....	128
5.4.2.8. Ferrailage des voiles $V_{x3}$ et $V_{x4}$ .....	130
5.4.2.9. Ferrailage du voile $V_{y1}$ et $V_{y2}$ .....	131
5.1. SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	132
<b>Chapitre 6 Etude de l'infrastructure .....</b>	<b>133</b>
6.1. INTRODUCTION.....	133
6.2. ETUDE DES FONDATIONS.....	133
6.2.1. Les différent type de fondation.....	133
6.2.2. Choix du type des fondations.....	133
6.2.3. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles .....	134
6.2.3.1. Semelles isolées .....	134
6.2.3.2. Disposition de ferrailage .....	136
6.2.3.3. Calcul des longrines .....	137
6.2.3.4. Ferrailage .....	137
6.2.3.5. Semelles jumelés .....	138
6.2.3.6. Semelles fillantes (sous voile) .....	140
6.3. ETUDE DU VOILE DE SOUTÈNEMENT .....	142
6.3.1. Dimensionnement des voiles .....	142
6.2.3.7. Caractéristiques du sol.....	142
6.2.3.8. Evaluation des charges et surcharges .....	142



6.3.2. <i>Ferraillage du voile</i> .....	143
6.2.3.9. Calcul des moments isostatiques .....	143
6.2.3.10. Les moments corrigés .....	143
6.2.3.11. Espacements .....	144
6.2.3.12. Vérifications .....	144
6.2.3.13. Calcul de l'effort tranchant .....	144
6.2.3.14. Vérification de l'effort tranchant .....	144
6.2.3.15. Vérification A L'ELS.....	144
6.2.3.16. Calcul des moments isostatiques .....	145
6.2.3.17. Les moments corrigés .....	145
6.2.3.18. Vérification des contraintes .....	145
6.2.3.19. Schéma de ferraillage du voile périphérique .....	146
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>147</b>
<b>Bibliographie</b> .....	<b>148</b>

# Table des figures

---

FIGURE 2.1. COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX .....	13
FIGURE 2.2. PLAN DE DISPOSITION DES POUTRELLES (ÉTAGE COMMERCE).....	14
FIGURE 2.3. PLAN DE DISPOSITION DES POUTRELLES (ÉTAGE COURANT).....	15
FIGURE 2.4. COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRELLE.....	16
FIGURE 2.5. SCHEMA D'UN ESCALIER.....	18
FIGURE 2.6. VUE EN 3D DE L'ESCALIER DE L'ETAGE COURANT.....	19
FIGURE 2.7. SCHEMA STATIQUE L'ESCALIER.....	19
FIGURE 2.8. VUE EN PLAN D'ESCALIERS.....	20
FIGURE 2.9. SCHEMA DE 1EME ET 3EME VOLEES.....	20
FIGURE 2.10. SCHEMA DE 3EME VOLEE.....	20
FIGURE 2.11. COUPE TRANSVERSALE D'UN VOILE.....	23
FIGURE 2.12. COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.....	23
FIGURE 2.13. PLAN DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES.....	28
FIGURE 2.14. SCHEMA STATIQUE DE LA DECENTE DE CHARGE.....	32
FIGURE 3.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	61
FIGURE 3.2. SCHEMA STATIQUE DE LA DALLE D1.....	62
FIGURE 3.3. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D1.....	67
FIGURE 3.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D2.....	68
FIGURE 3.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D2'.....	68
FIGURE 3.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D3.....	68
FIGURE 3.7. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D3'.....	68
FIGURE 3.8. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D3''.....	69
FIGURE 3.9. MODELE DE CALCUL DE L'ACROTERE.....	69
FIGURE 3.10. COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.....	69
FIGURE 3.11. SECTION DE L'ACROTERE A FERRAILLER.....	72
FIGURE 3.12. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	74
FIGURE 3.13. COUPE EN ELEVATION DE L'ESCALIER (TYPE 1).....	74
FIGURE 3.14. SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER (PARTIE AB).....	74
FIGURE 3.15. SECTION D'ESCALIER A FERRAILLER.....	75
FIGURE 3.16. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER (VOLEE 1 ET 3).....	78
FIGURE 3.17. SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE 2 D'ETAGE COURANT.....	78
FIGURE 3.18. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 2.....	80
FIGURE 3.19. SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE BRISEE.....	81
FIGURE 3.20. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	85
FIGURE 3.21. SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	86
FIGURE 3.22. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	88
FIGURE 4.1. MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE SUR ETABS 2016.....	90
FIGURE 4.2. DISPOSITION DES VOILES.....	92
FIGURE 4.3. 1 <sup>ER</sup> MODE DE VIBRATION T= 0.69 s.....	94
FIGURE 4.4. 2 <sup>EME</sup> MODE DE VIBRATION T= 0.65 s.....	94
FIGURE 4.5. 3 <sup>EME</sup> MODE DE VIBRATION T= 0.53 s.....	95
FIGURE 4.6. SPECTRE DE REPONSE ("A" SENS X "B" SENS Y).....	98

FIGURE 5.1.ZONE NODALE.....	105
FIGURE 5.2.LES DIFFERENTES TYPES DES CADRES ET EPINGLES. ....	106
FIGURE 5.3.SECTION D'UN POTEAU SOUS MZ.....	108
FIGURE 5.4.SECTION D'UN POTEAU SOUS MY.....	108
FIGURE 5.5.VERIFICATION DE LA ZONE NODALE.....	123
FIGURE 5.6.SECTION ENTIEREMENT TENDU ( $\Sigma_{MAX}, \Sigma_{MIN}$ ) < 0. ....	126
FIGURE 5.7.SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE ( $\Sigma_{MAX}, \Sigma_{MIN}$ )>0. ....	127
FIGURE 5.8.SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE ( $\Sigma_{MAX} \times \Sigma_{MIN}$ ) < 0. ....	127
FIGURE 5.9.SHEMA DE FERRAILLAGE DES VOILES ( $V_{X1}$ ET $V_{X2}$ ).....	132
FIGURE 6.1.VUE D'UNE SEMELLE ISOLEE.....	134
FIGURE 6.2.SHEMA DE FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES.....	137
FIGURE 6.3.SHEMA DE FERRAILLAGE DE LONGRINE.....	138
FIGURE 6.4.SHEMA DE FONDATIONS.....	138
FIGURE 6.5.EXEMPLE SEMELLE JUMEEE.....	140
FIGURE 6.6.SHEMA DE FERRAILLAGE DES SEMELLES JUMEEES.....	140
FIGURE 6.7.EXEMPLE SEMELLE FILANTE.....	141
FIGURE 6.8.SHEMA DE FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES.....	142
FIGURE 6.9.POUSSEE DES TERRES SUR LES VOILES PERIPHERIQUES.....	142
FIGURE 6.10.LA CHARGE SUR LE VOILE DE SOUTENEMENT DU 3 <sup>EME</sup> ENTRE SOL.....	143
FIGURE 6.11.SHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	146

# Liste des Tableaux

TABLEAU 1.1. RESULTATS DES ANALYSES CHIMIQUES .....	3
TABLEAU 1.2. $F_E$ EN FONCTION DU TYPE D'ACIER. ....	9
TABLEAU 2.1. DIMENSIONNEMENT DE VOLEE 1ET 3 .....	21
TABLEAU 2.2. DIMENSIONNEMENT DE VOLEE 2. ....	21
TABLEAU 2.3. SECTIONS PREALABLES DES POTEAUX. ....	25
TABLEAU 2.4. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AU PLANCHER COURANT A CORPS CREUX. ....	25
<b>TABLEAU 2.5.</b> ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE A CORPS CREUX. ....	25
TABLEAU 2.6. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX BALCONS EN DALLE PLEINE. ....	26
TABLEAU 2.7. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX MURS EXTERIEURS. ....	26
TABLEAU 2.8. ÉVALUATION DES CHARGES DANS LES MURS INTERIEURS. ....	26
TABLEAU 2.9. CHARGE PERMANENTE ET D'EXPLOITATION REVENANT AU PALIER EN DALLE PLEINE. ....	26
TABLEAU 2.10. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX VOLEES EN DALLE PLEINE. ....	27
<b>TABLEAU 2.11.</b> POIDS PROPRE DES POTEAUX .....	27
TABLEAU 2.12. RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU 1. ....	32
TABLEAU 2.13. RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU 2. ....	33
TABLEAU 2.14. VERIFICATION A LA COMPRESSION SIMPLE DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES DE TOUS LES NIVEAUX. ....	35
TABLEAU 2.15. VERIFICATION AU FLAMBEMENT DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES DE TOUS LES NIVEAUX. ....	37
TABLEAU 2.16. RESULTATS DE VERIFICATION A L'EXIGENCE DE RPA POUR LE POTEAU (2). ....	37
TABLEAU 3.1. DIFFERENT TYPES DE POUTRELLES. ....	39
TABLEAU 3.2. CHARGE REVENANT AUX POUTRELLES. ....	40
TABLEAU 3.3. VERIFICATION DES CONDITIONS ET LES METHODES RETENUES. ....	40
TABLEAU 3.4. SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 1 N°1. ....	50
TABLEAU 3.5. SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 1 N°2. ....	50
TABLEAU 3.6. SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 2. ....	51
TABLEAU 3.7. SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 2. ....	51
TABLEAU 3.8. SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 3. ....	51
TABLEAU 3.9. SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 3. ....	52
TABLEAU 3.10. SOLLICITATION MAX SUR LES DIFFERENTS ETAGES. ....	52
TABLEAU 3.11. CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU DES DIFFERENTS NIVEAUX. ....	59
TABLEAU 3.12. VERIFICATIONS NECESSAIRES A L'ELU. ....	59
TABLEAU 3.13. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS. ....	60
TABLEAU 3.14. VERIFICATIONS DE LA FLECHE A L'ELS. ....	60
TABLEAU 3.15. SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES PAR NIVEAUX. ....	61
TABLEAU 3.16. DONNEES DES DIFFERENTS TYPES DE DALLE PLEINE. ....	62
TABLEAU 3.17. SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES DALLES PLEINES. ....	64
TABLEAU 3.18. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT. ....	64
TABLEAU 3.19. CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU. ....	64
TABLEAU 3.20. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELS. ....	65
TABLEAU 3.21. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES APRES LE CALCUL A L'ELS. ....	66
TABLEAU 3.22. VERIFICATIONS DE LA FLECHE A L'ELS. ....	67

TABLEAU 3.23.COMBINAISONS D'ACTION DE L'ACROTERE.....	70
TABLEAU 3.24.SOLLICITATIONS DANS LE PREMIER TYPE D'ESCALIER.....	75
TABLEAU 3.25.FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.....	76
TABLEAU 3.26.VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	76
TABLEAU 3.27.FERRAILLAGE DE VOLEE 2.....	79
TABLEAU 3.28.FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE.....	82
TABLEAU 3.29.VERIFICATIONS DES ETATS LIMITES DE COMPRESSION DU BETON DE LA POUTRE BRISEE.....	85
TABLEAU 3.30.MOMENTS ET FERRAILLAGES CORRESPONDANT.....	87
TABLEAU 3.31.VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	87
TABLEAU 4.1.PERIODES ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE DE LA STRUCTURE.....	93
TABLEAU 4.2.FACTEURS DE DIRECTION MODALE.....	93
TABLEAU 4.3.VALEURS DES PENALITES PQ.....	96
TABLEAU 4.4.VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE.....	98
TABLEAU 4.5.RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES.....	99
TABLEAU 4.6.RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES VERTICALES.....	100
TABLEAU 4.7.VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....	101
TABLEAU 4.8.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS.....	101
TABLEAU 4.9.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- $\Delta$ .....	102
TABLEAU 4.10.DIMENSIONS FINALES DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	103
TABLEAU 5.1.ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX.....	105
TABLEAU 5.2.ARMATURES LONGITUDINALES CALCULES.....	107
TABLEAU 5.3.ARMATURES CALCULEES ET ADOPTES DANS LES POTEAUX.....	107
TABLEAU 5.4.ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES POTEAUX.....	109
TABLEAU 5.5.VERIFICATION DU FLAMBEMENT POUR L'ENSEMBLE DES POTEAUX.....	111
TABLEAU 5.6.VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES POTEAUX.....	112
TABLEAU 5.7.VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTES DANS LES POTEAUX.....	112
TABLEAU 5.8.SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	113
TABLEAU 5.9.SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES POUTRES.....	115
TABLEAU 5.10.FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES.....	117
TABLEAU 5.11.VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	118
TABLEAU 5.12.VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES AU CISAILLEMENT.....	119
TABLEAU 5.13.VERIFICATION DE LA LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.....	119
TABLEAU 5.14.VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES.....	120
TABLEAU 5.15.SHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....	120
TABLEAU 5.16.SHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES.....	121
TABLEAU 5.17.MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX.....	124
TABLEAU 5.18.MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES PRINCIPALES.....	124
TABLEAU 5.19.MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES SECONDAIRES.....	124
TABLEAU 5.20.VERIFICATION DES ZONES NODALES SELON LE SENS PRINCIPALE.....	125
TABLEAU 5.21.VERIFICATION DES ZONES NODALES SELON LE SENS SECONDAIRE.....	125
TABLEAU 5.22.RESULTATS ET FERRAILLAGE DE Vx1 ET Vx2.....	129
TABLEAU 5.23.RESULTATS ET FERRAILLAGE DE Vx3 ET Vx4.....	130
TABLEAU 5.24.RESULTATS ET FERRAILLAGE DE Vy1 ET Vy2.....	131
TABLEAU 6.1.FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUE.....	144
TABLEAU 6.2.VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELS.....	145
TABLEAU 6.3.RECALCULE DU FERRAILLAGE A L'ELS.....	145

# Introduction générale

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de constructions conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'approprient à abriter des vies humaines.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée, de trois entresols et de cinq étages conformément aux règlements de construction algériens. Pour ce faire, nous avons réparti le travail sur six chapitres :

On a donné une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul dans le premier chapitre, le deuxième chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux soient-ils ou non, le troisième est pour présenter un détail sur le calcul des éléments non structuraux, le quatrième comporte l'étude sismique du bâtiment et la modélisation réalisée par le logiciel ETABS 2016, dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ETABS 2016, et enfin on a consacré le dernier chapitre pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique appropriée; et ensuite une conclusion générale.

# Chapitre 1 Présentation du projet

## 1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage de la présente étude est un bâtiment (Trois Entresols + RDC+ 5 étages) en béton armé à usage commercial pour le premier niveau (le plus bas) et d'habitation pour le reste des niveaux.

Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 100 logements publics locatifs à Ighil Ali Wilaya de Bejaia lancé par l'OPGI (Office de Promotion et Gestion Immobilière).

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la commune d'Ighil Ali lieu d'implantation de l'ouvrage est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Les plans architecturaux est le rapport du sol sont joints à ce document en annexe 01.

## 1.2. Caractéristiques géométrique de la structure

### 1.2.1. Dimensions en élévation

- ❖ Hauteur totale de bâtiment (acrotère non compris).....28.56 m
- ❖ Hauteur de 3<sup>ème</sup> entres sol (commerces).....4.08 m
- ❖ Hauteur des autres étages (usage habitation).....3.06 m

### 1.2.2. Dimensions en plans

- ❖ Longueur totale  $L_y = 22.30$  m
- ❖ Largeur totale  $L_x = 11,10$  m

## 1.3. Données géotechnique du site

Suite à la demande du l'OPGI de Bejaia (Office de Promotion et Gestion Immobilière), une étude géotechnique du site était procédée par le laboratoire des travaux public de l'EST, antenne de Bejaia.

Une série d'essais sur site et au laboratoire ont été effectuées dans le but d'apprécier les caractéristiques du sol (rapport de l'étude géotechnique joint en annexe). Les essais concernant la parcelle réservée à notre ouvrage ce résumes comme suite :

### 1.3.1. Essais in-situ

Des sondages carottés ont été réalisé jusqu'à 15 m de profondeur, afin de déterminer la nature lithologique de sol et de prélever des échantillons pour réaliser des essais de laboratoire.

Les Coupes des sondages carottés montrent que le site du projet est constitués de :

#### SC N°3

0.00\_2.00 m : remblais (sables, galets et cailloux).

2.00\_4.00 m : marnes schisteuses de couleur gris-beige, altérées.

4.00\_14.00 m : marnes schisteuses altérées de couleur grise.

#### SC N°4

0.00\_3.00 m : remblais (sables, galets et cailloux).

3.00\_6.00 m : marnes schisteuses de couleur gris-beige, altérées.

6.00\_14.00 m : marnes schisteuses altérées de couleur grise.

### 1.3.2. Essais de laboratoire

Les échantillons prélevés des sondages carottés, ne s'adaptent pas aux essais classiques de mécanique des sols. Seules les analyses chimiques ont été réalisées.

Les résultats des analyses chimiques sont récapitulés dans le tableau 1.1.

**Tableau 1.1.** Résultats des analyses chimiques

Désignation des échantillons			Teneur en % par rapport au mat.sec			Teneur en anions de Sulfate SO <sup>4-</sup>
			% Insolubles	% Carbonates	% Gypses Ca SO <sub>4</sub> 2H <sub>2</sub>	
Site 1	SC 3	m1.0	62.63	36	00	00
	SC 4	m3.0	64.29	35	00	00
	SC 4	m4.0	78.45	20	00	00

D'après les résultats :

- Les sols du site sont dépourvus de sulfates, par conséquent, ils ne sont pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations
- La faible teneur en carbonates, indique une nature argilo marneuse des sols.



### 1.3.3. Conclusions de l'étude géotechnique

- Le site est en pente et les terrassements vont créer des talus de grande hauteur ce qui va nécessiter des murs de soutènement. Les caractéristiques à considérer pour le dimensionnement des murs de soutènement sont :
  - $\gamma_h$  de 20 à 22 kN/m<sup>3</sup>
  - $C$  de 0.4 à 0.6 bar
  - $\varphi$  de 25 à 30°
- Le sol du site sont ont profondeur quasiment rocheux. Il peut être classé dans la catégorie S1.
- Des fondations superficielles à ancrer à partir de **1,5 m.** sont recommandées. La contrainte admissible de sol est de **1,8 bar.**
- Le sol de site est dépourvu de Sulfates (%SO<sub>4</sub><sup>-</sup> est nul), il n'est pas agressif vis-à-vis des bétons de fondation.
- Les tassements seront quasi-nuls.

## 1.4. Caractéristiques structurales

### 1.4.1. Système de contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application des règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Cette classification se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3 du RPA99/Version 2003)

Etant donné que notre ouvrage est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de 18,36 m, quatre (04) systèmes de contreventement peuvent être retenus (Article 3.4.A), à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (R=5) ;
- Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4) ;
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R=3.5) ;
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par un noyau en béton armé (R=3.5).

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système pour sa meilleure ductilité (R=5).

### 1.4.1. Les planchers

Les planchers sont semi préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons sont en dalle pleine en béton armé.

### 1.4.2. La maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec deux types de brique.

- Des briques de 15cm d'épaisseur (salle d'eau des chambres).
- Des briques de 10cm d'épaisseur (pour les autres séparations).

### 1.4.3. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau des planchers terrasses. Dans notre projet on a le même acrotère sur les deux planchers de terrasses inaccessibles (terrasse de premier et dernier niveau).

## 1.5. Règlements, normes et documents utilisées

Notre projet est fait conformément aux règlements et documents suivants :

- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR de CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR de BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).
- DTR de RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).
- Plans architecturaux.
- Rapport de l'étude géotechnique.

## 1.6. Hypothèses de calcul aux états limites

### 1.6.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2)

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- Le diagramme déformations contraintes du béton est défini en CBA93 (A 4.3.4).
- Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article CBA93 (A 2.2.2), en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$ .
- Le coefficient  $\gamma_s$  est pris égal à 1.15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles définies à l'article CBA93 (A 3.3.2.2) pour lesquelles on adopte 1 (unité).
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

### 1.6.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (1.7.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec :  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $E_b$  : module d'élasticité du béton ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton, il sert à homogénéiser la section du béton et l'acier.

### 1.6.3. Règle des trois pivots

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C. On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale  $h$  de la section : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

## 1.7. Caractéristiques des matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans la construction sont conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99.

### 1.7.1. Le béton

Le béton est un matériau composite constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Son rôle fondamental dans une structure est de reprendre les efforts qui seront développés.

#### 1.3.3.1. Résistance caractéristique à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

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

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera un béton de classe C25/30. Avec à 28 jours:

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  : C'est la résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm\*32cm).

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  : C'est la résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm\*25cm).

#### 1.3.3.2. Résistance caractéristique à la traction CBA93 (Art A.2.1.1.2).

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas ;  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; donc:  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

### 1.3.3.3. Contrainte limite

#### a) Contrainte limite à la compression CBA93 (Art A.4.3.4)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa.} \quad \text{Avec :}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

$\theta$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

- ❖  $\theta = 1$  si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- ❖  $\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- ❖  $\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

Notre cas on prend;  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$  ;  $\theta = 1$

#### b) Contraintes de service à la compression CBA93 (Art A.4.5.2).

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ MPa}$$

Notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

### 1.3.3.4. 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 :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$

- ❖ Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à (j) jours comprend le retrait et le fluage est :

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

$$\text{Pour : } f_{c28}=25 \text{ MPa on a : } \begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$$

### 1.3.3.5. Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « $\nu$ ».

- L'ELU :  $\nu=0$  → calcul des sollicitations.
- L'ELS :  $\nu=0.2$  → calcul des déformations.

### 1.3.3.6. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1, 211 BAEL91)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible  $\tau_{adm}$  diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N : } \tau_{adm} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\text{Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N : } \tau_{adm} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

## 1.7.2. Les aciers

L'acier est le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

Le tableau 1.1 ci-après donne les limites d'élasticité des aciers courants utilisés.

**Tableau 1.2.**  $F_e$  en fonction du type d'acier.

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ (MPa)	215	235	400	500	500	500

Avec  $F_e$  : la limite d'élasticité des aciers

Pour notre projet on va utiliser trois types de nuance d'acier :

- ❖ Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- ❖ Rond et lisse de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles).
- ❖ Treillis soudés de nuance Te500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux)

### 1.8.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité  $f_e$

- ❖ Contraintes limites  $\sigma_s$  :

#### ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité d'acier.

$$\text{Pour le cas de ce projet : } \sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour: une situation courante} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{pour: une situation accidentelle.} \end{cases}$$

#### ELS

#### **CBA93 (article A.4.5.32)**

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1** : fissuration peu nuisible :  $\sigma_s = f_e$  [MPa]

**Cas 2** : fissuration nuisible :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad [\text{MPa}]$$

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

**Cas 3** : fissuration très nuisible :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en } [\text{MPa}]$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

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

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

$\eta=1,3$  : pour les hautes adhérences  $\phi < 6 \text{ mm}$ .

## 1.8. Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions.

### 1.8.1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Poussées des terres et des liquides.
- ❖ Le poids de cloison.

### 1.8.2. Les actions variables ( $Q_i$ )

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps. Elles correspondent aux :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges appliquées en cours d'exécution.
- ❖ Action climatiques (variation de température, la neige, le vent).

### 1.8.3. Les actions accidentelles ( $F_A$ )

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les séismes(E).
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les chocs.

## 1.9. Combinaisons des actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. 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.

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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



$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  ( $i > 1$ ) : action variable d'accompagnement.

### 1.9.1. Combinaison d'action à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

#### ❖ Situation durable ou transitoire :

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\psi_{Qi} Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.1)}$$

$\gamma_{Q1} = 1,5$  Dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1,35$  Pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

$\psi_{Qi}$  : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

#### ❖ Situations accidentelles :

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.2)}$$

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

$\psi_{11}$  : Valeur fréquente d'une action variable,

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

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99 /2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$G+Q\pm E \dots \dots \dots (1)$$

$$0,8G\pm E \dots \dots \dots (2)$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

$$G+Q\pm 1,2E \dots \dots \dots (3) \quad \text{RPA99/2003(Art5.2)}$$

### 1.9.2. Combinaison d'action à l'E L S :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad \text{CBA93 (article A.3.3.3)}$$

# Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

## 2.1. Introductions

En respectant les recommandations du CBA93 et du RPA 99 version 2003, en pré dimensionnement notre structure pour qu'elle reprenne les efforts dus aux différentes sollicitations.

## 2.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux. Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

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

### 2.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur ( $h = h_{cc} + h_{dc}$ ).

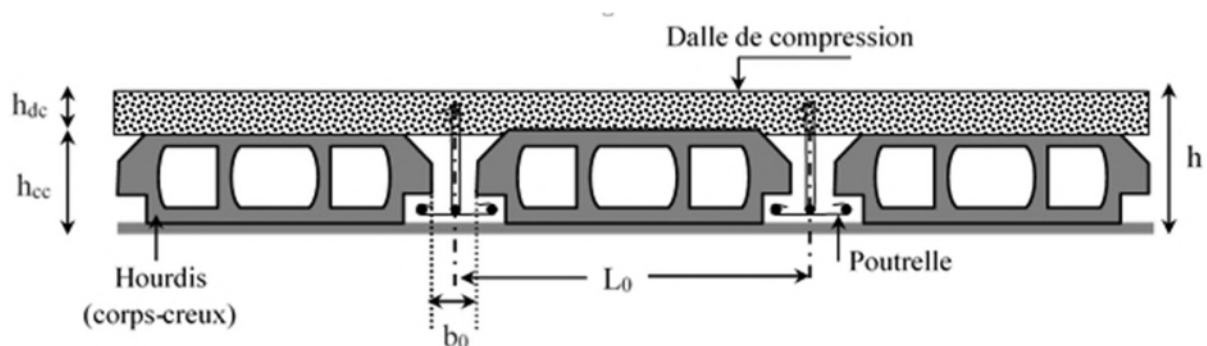


Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

$h_{cc}$ : Hauteur du corps creux.

$h_{dc}$ : Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$ : Largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

$L_0$ : Distance entre axe des poutrelles.

### 2.2.1.1. Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- ❖ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ❖ **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles retenue dans notre projet comme suit :

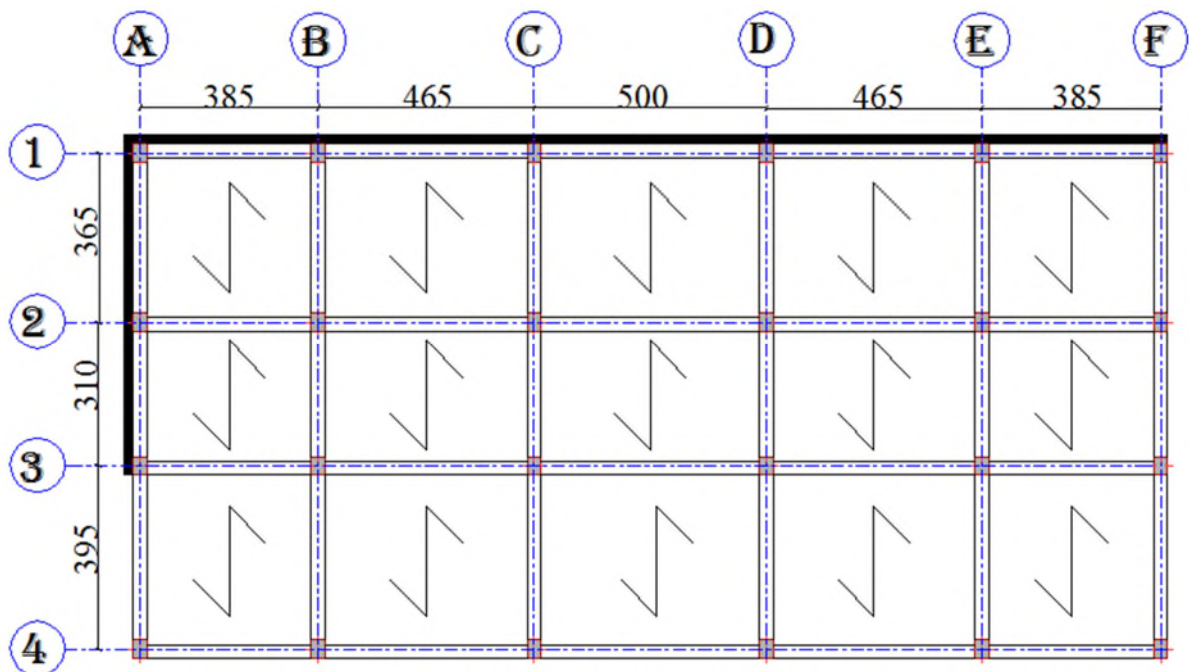


Figure 2.2. Plan de disposition des poutrelles (Étage commerce).

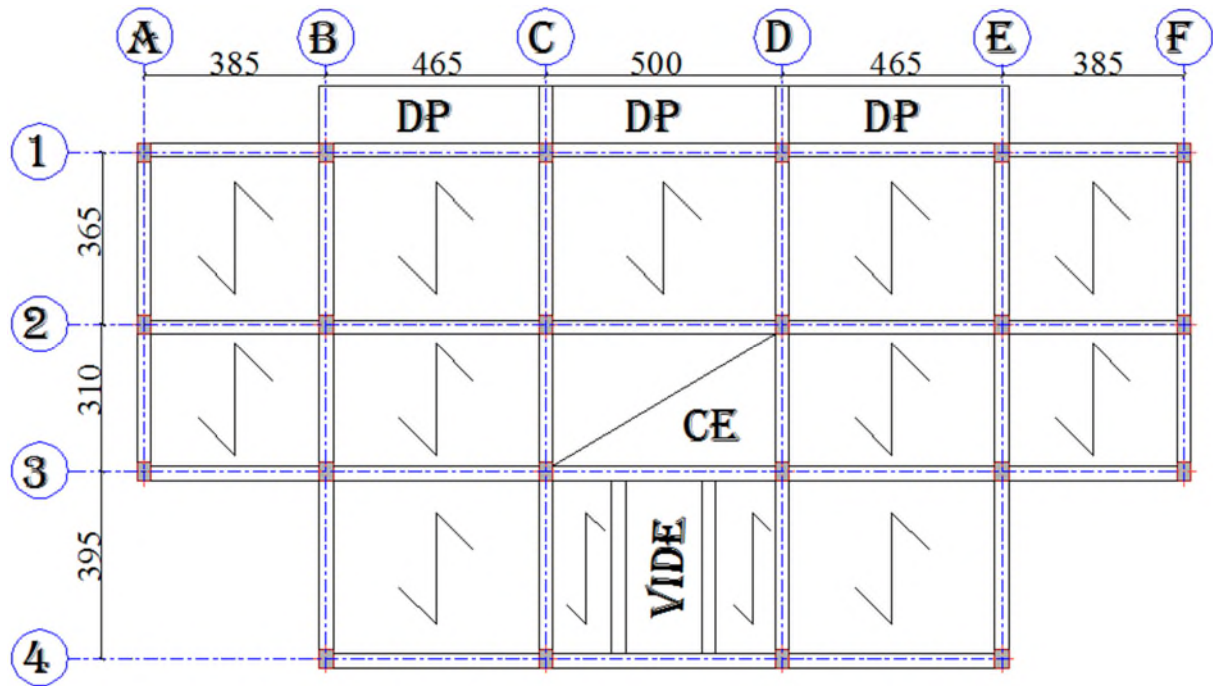


Figure 2.3. Plan de disposition des poutrelles (Étage courant).

### 2.2.1.2. Dimensionnement des planchers

Selon les règles du **CBA93** (art : 6.8.4.2.1), le pré dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

$h_t$  : Hauteur total du plancher.

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

$$L_{max} = 395 - 30 = 365 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{365}{22,5} = 16,22 \quad \text{Soit } h_t = 20 \text{ cm} \quad \text{un plancher } (16+4)=20\text{cm}$$

### 2.2.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher ; elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression)

$h_t$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : Largeur de la nervure,  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$ .

$b$  : Largeur efficace.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots (\text{CBA93.Art 4.1.3})$$

Avec

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y^{min}$  : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

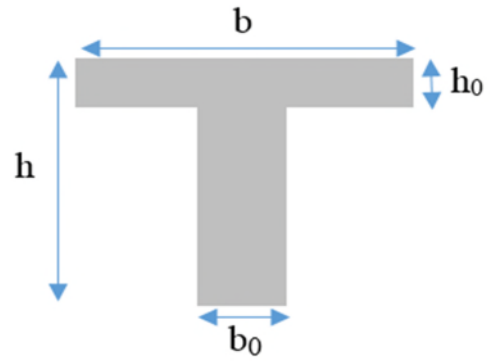


Figure 2.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

Dans notre cas on a

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = L_0 - b_0 ; L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$L_y^{min} = 310 - 30 = 280 \text{ cm.}$$

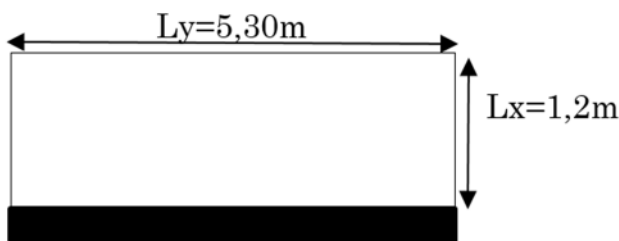
$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{280}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 ; 28) \text{ ce qui donne } b=65 \text{ cm.}$$

### 2.2.2. Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur ( $e$ ) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle.

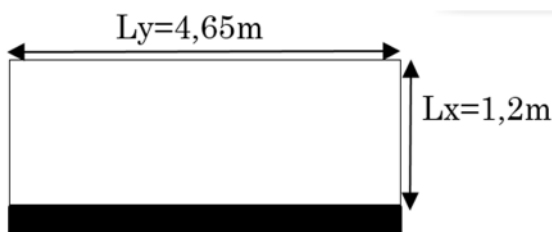
#### 2.2.2.1. Types de dalles pleines

❖ Dalle (D1) sur un seul appui (dalle console)



$$L_x=1,2\text{m} \quad L_y=5,3\text{m}$$

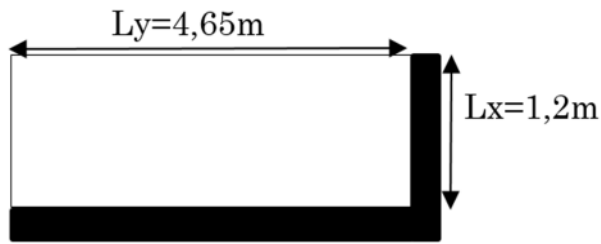
$$\Rightarrow \begin{cases} e \geq L_x/20 = 6 \text{ cm} \\ e = 6 \text{ cm} \end{cases}$$



$$L_x=1,2\text{m} \quad L_y=4,65\text{m}$$

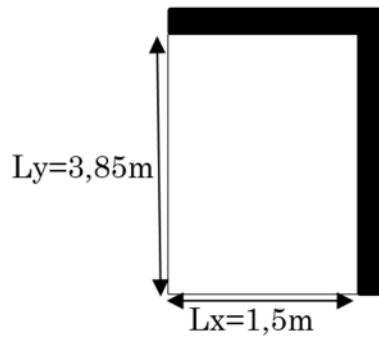
$$\Rightarrow \begin{cases} e \geq L_x/20 = 6 \text{ cm} \\ e = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Dalle (D2) sur deux appuis (balcons)



$$Lx=1,2m \quad Ly=4,65m$$

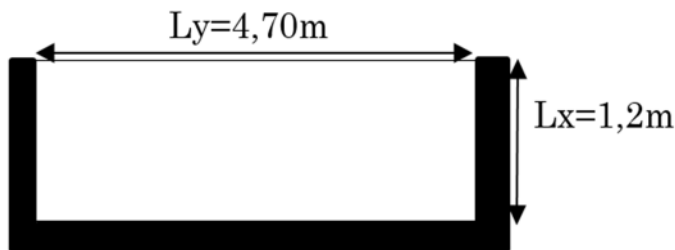
$$\Rightarrow \begin{cases} \rho = Lx/Ly = 0,25 \leq 0,4 \\ Lx/35 \leq e \leq Lx/30 \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$$



$$Lx=1,5m \quad Ly=3,85m$$

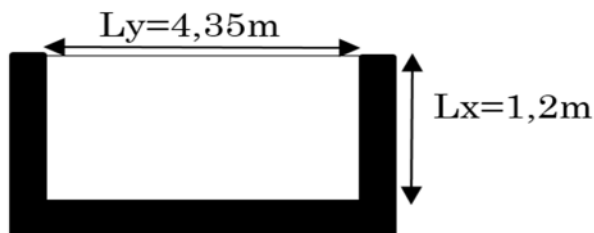
$$\Rightarrow \begin{cases} \rho = Lx/Ly = 0,39 \leq 0,4 \\ Lx/35 \leq e \leq Lx/30 \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Dalle (D3) sur trois appuis (balcons)



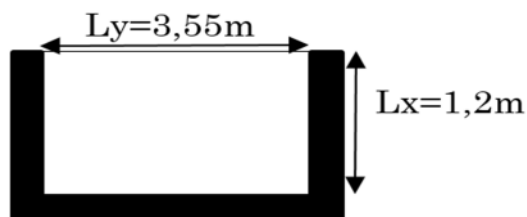
$$Lx=1,2m \quad Ly=4,70m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \rho = Lx/Ly = 0,26 \leq 0,4 \\ Lx/35 \leq e \leq Lx/30 \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$$



$$Lx=1,2m \quad Ly=4,35m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \rho = Lx/Ly = 0,34 \leq 0,4 \\ Lx/35 \leq e \leq Lx/30 \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$$



$$Lx=1,2m \quad Ly= 3,55m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \rho = Lx/Ly = 0,27 \leq 0,4 \\ Lx/35 \leq e \leq Lx/30 \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

### ❖ Critère de résistance au feu

$$\begin{cases} e \geq 7 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est x déterminant. Donc, on opte dans notre cas pour tous les dalles pleines l'épaisseur  $e=12\text{cm}$  deux heures de coupe-feu.

### 2.3. Pré dimensionnement des escaliers

Le rôle principale de l'escalier est de permettre l'accéder d'un étage à un autre, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant ; Elles se composent de plusieurs éléments :

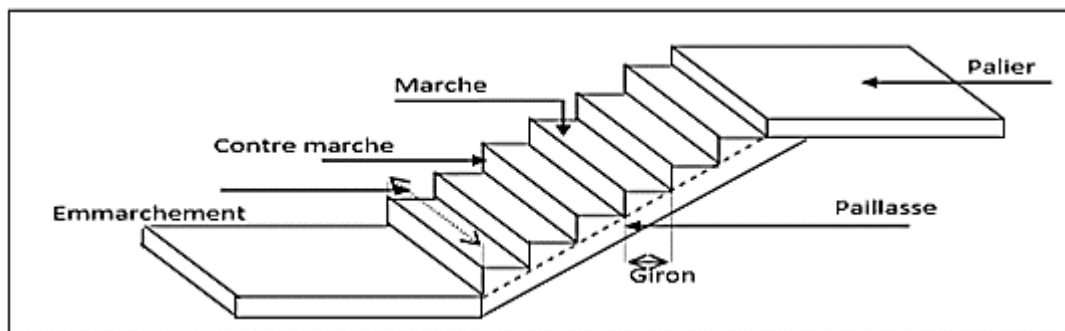


Figure 2.5. Schéma d'un escalier.

- ❖ Giron (g): la largeur de la marche.
- ❖ Marche : la partie horizontale de la marche.
- ❖ Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- ❖ L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- ❖ La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- ❖ Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- ❖ Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- ❖ Pente de l'escalier( $\alpha$ ) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortable ;  $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$ .
- ❖ La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- ❖ Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types on site ceux qui coïncide avec notre projet :

### 2.3.1. Escalier a trois volées

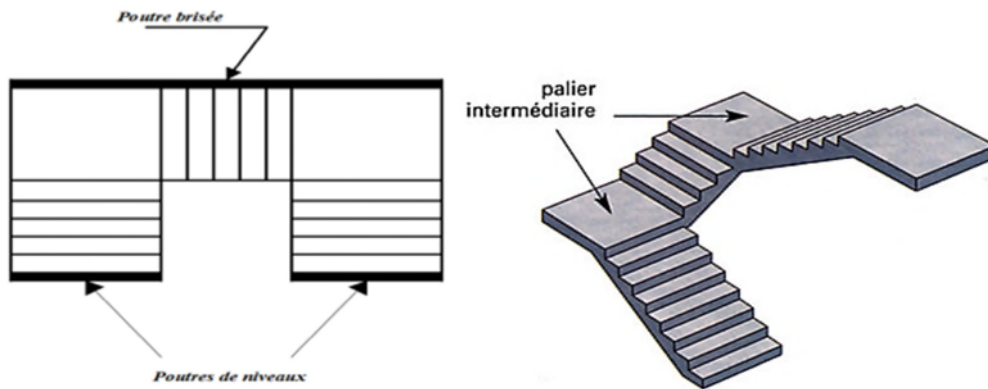


Figure 2.6. Vue en 3D de l'escalier de l'étage courant.

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ la hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ❖ la largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm.
- ❖ La formule empirique de BLONDEL

La formule Blondel vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron qui est donnée par :  $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ ..... (1), est utilisé Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches pour avoir un escalier confortable.

Soit  $(n)$  le nombre de contre marches et  $(n-1)$  le nombre de marches

$H$  : la hauteur de la volée.

$L$  : longueur totale en appui inclinée.

$L_0$  : La longueur projetée de la volée.

$L_p$  : La longueur de palier de départ et d'arrivée

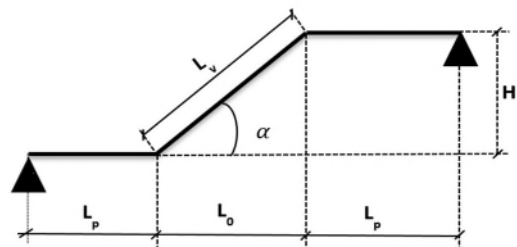


Figure 2.7. Schéma statique l'escalier.

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L_0 = (n - 1) \times g \Rightarrow g = \frac{L_0}{(n - 1)}$$

En remplaçant  $h$  et  $g$  dans (1) :  $g + 2 \times h = 64\text{cm}$

$$\frac{L_0}{(n - 1)} + 2 \times \left(\frac{H}{n}\right) = 64\text{cm} \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

Avec :  $n$  : c'est la solution de l'équation



❖ Les trois Volées sont identiques

H=1.02m ; L0=1.5m ;

AN:  $64 n^2 - 67,54n + 2,04 = 0$  ; Après la résolution, on trouve  $\begin{cases} n = 6 \\ n - 1 = 5 \end{cases}$

D'ou:  $\begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17cm \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30cm \end{cases}$

• Inclinaison des paillasses

Calcul de  $\alpha$  :  $\alpha = \text{tg}^{-1} (H/L_0) = \text{tg}^{-1} (102/150)$   
 $\Rightarrow \alpha = 34,22^\circ$

• Calcul de la longueur de la paillasse

$$L_v = \sqrt{(L_0^2 + H^2)} = \sqrt{1,5^2 + 1,02^2} = 1,81m$$

• Épaisseur de la 1<sup>ème</sup> paillasse

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes:

$$\begin{cases} L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 11,03 \text{ cm} \leq e \leq 16,55 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour une heure de coupe feu} \end{cases}$$

D'où :  $L = L_v + L_p$  avec  $L_v = 1,81m$ ;  $L_p = 1,5m$

$L = 3,31m$ .

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 11,03 \text{ cm} \leq e \leq 16,55 \text{ cm}$$

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

• Épaisseur de la 3<sup>ème</sup> paillasse

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes:

$$\begin{cases} L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 11,03 \text{ cm} \leq e \leq 16,55 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour une heure de coupe feu} \end{cases}$$

D'où :  $L = L_v + L_p$  avec  $L_v = 1,81m$ ;  $L_p = 1,5m$

$L = 3,31m$ .

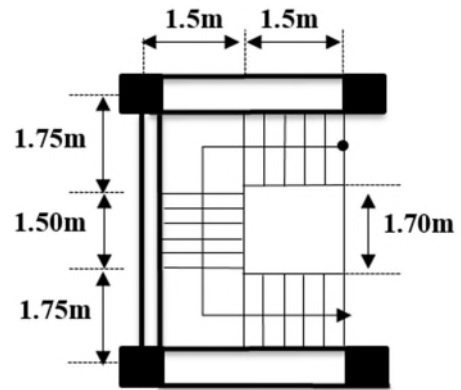


Figure 2.8. Vue en plan d'escaliers.

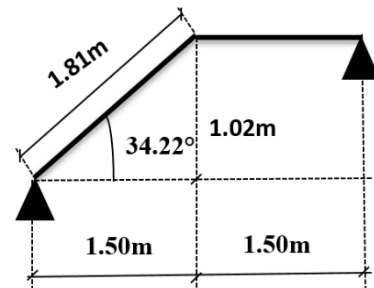


Figure 2.9. Schéma de 1<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> volées.

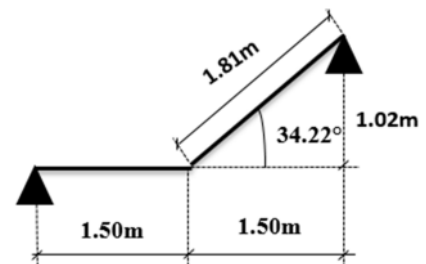


Figure 2.10. Schéma de 3<sup>ème</sup> volée.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 11,03 \text{ cm} \leq e \leq 16,55 \text{ cm} . \quad \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

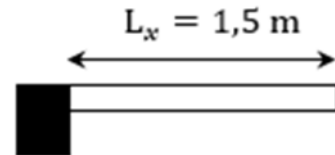
Les dimensions d'escalier sont reportées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.1.** Dimensionnement de volée 1et 3

L <sub>0</sub> (m)	H(m)	n	h (cm)	g (cm)	α(°)	L <sub>v</sub> (m)	e (cm)	L <sub>p</sub> (m)
1,81	1,02	6	17	30	34,22	1,81	15	1,5

- **Épaisseur de la 2<sup>ème</sup> paillasse**

On vas considérer la paillasse comme une dalle en console d'où :



$$\begin{cases} e \geq L/20 \Leftrightarrow e \geq 7,50 \text{ cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots \dots \dots \text{pour une heure de coupe feu} \end{cases}$$

On prend : e = 15 cm

Les dimensions d'escalier sont reportées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.2.** Dimensionnement de volée 2.

L <sub>0</sub> (m)	H(m)	n	h (cm)	g (cm)	α(°)	L <sub>v</sub> (m)	e (cm)
1.50	1,02	6	17	30	34,22	1,5	15

## 2.4. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Sa hauteur est déterminée par l'expression suivante :  $\frac{L_x}{15} \leq h \leq \frac{L_x}{10}$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

### 2.4.1. Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 4,55 - 0,35 = 4,20 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30 \times 35) \text{ cm}^2)$$

Donc 
$$28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend 
$$h = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

- ❖ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,17 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

### 2.4.2. Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 3,5 - 0,3 = 3,2 \text{ m}$$

$$21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32,00 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

#### ❖ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

### 2.4.3. Pré dimensionnement de la poutre palière brisée

$$L = (1,75 + 1,81 + 1,75) - 0,3 = 5,01$$

$$\frac{501}{15} \leq h \leq \frac{501}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 33,40 \text{ cm} \leq h \leq 50,10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 40 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

#### ❖ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

## 2.5. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur ( $e$ ) donnée par le RPA 99/2003 (article 7.7.1) :

$$\text{Pour les voiles avec un seul about sur un poteau } e \geq \max \left( \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la poutre)

$e$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

- pour les étages d'habitation :

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$e \geq \max ( 13,55 \text{ cm}; 15 \text{ cm} ) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- pour l'étage de commerce :

$$h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$e \geq \max ( 18,65 \text{ cm}; 15 \text{ cm} ) \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

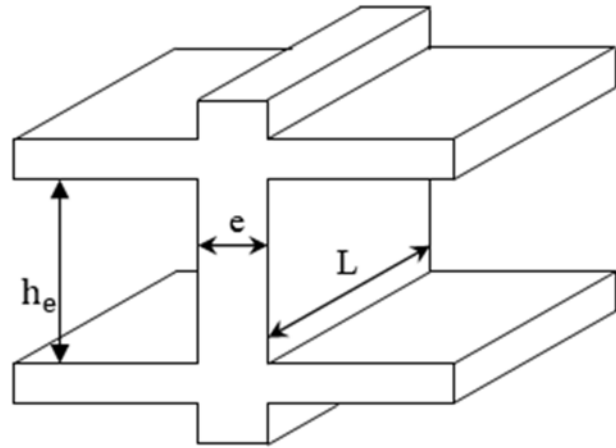


Figure 2.11. Coupe transversale d'un voile

Donc on adopte des voiles de contreventement d'épaisseur :

- $e = 15 \text{ cm}$  du 2<sup>ème</sup> entresol jusqu'au au dernier étage.
- $e = 20 \text{ cm}$  dans le 3<sup>ème</sup> entresol (commercial).

## 2.6. Étude d'acrotère

Le rôle de l'acrotère est d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Elle soumit 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  $F_p$ .

### ❖ Hypothèses de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de  $1 \text{ ml}$ .

La fissuration est considéré préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée.

Le poids propre et la charge d'exploitation :

$$S = (0,45 \times 0,11) + [(0,08 + 0,07) \times 25 - (\pi \left(\frac{0,06}{2}\right)^2)]$$

$$S = 0,0911 \text{ m}^2$$

### ❖ Charge Permanente :

Poids propre:

$$G = \gamma b \times S.$$

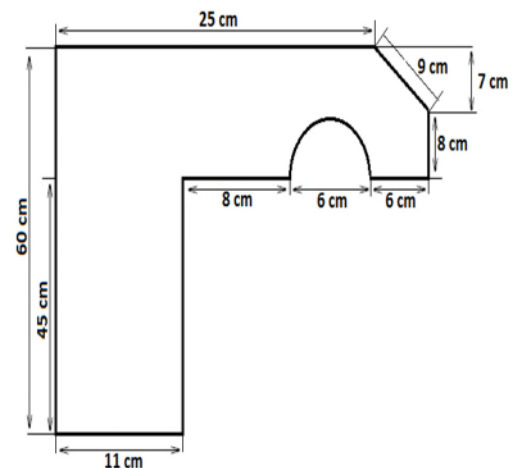


Figure 2.12. Coupe transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \times 0,0911 \Rightarrow G = 2,2775 \text{ KN/ml}$$

- Enduit de ciment :

$$G = \gamma_c \times e \times 0,65.$$

$$G = 1,5 \times 0,11 \times 0,65 = 0,1073 \text{ KN/ml} \Rightarrow G_t = 2,2775 + 0,1073 = 2,3848 \text{ KN/ml}.$$

- La Surcharge d'exploitation horizontale :  
On a

$$Q = 1 \text{ KN/ml. Force appliqué au sommet.}$$

$F_P$ : force sismique appliqué au centre de gravité.

## 2.7. Les poteaux

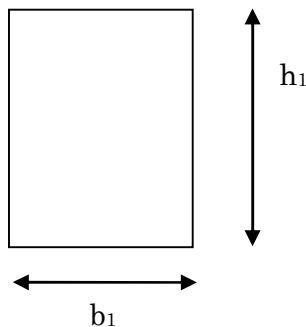
Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU ; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

Selon le RPA99 (version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

### ❖ Condition RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$



Tel que :

$h_e$ : hauteur libre d'étage.

$h_e = 2,86 \text{ m}$  les étages d'habitations.

$h_e = 3,88 \text{ m}$  Pour l'étage commerciale.

On adopte préalablement la section des poteaux ( $b_1 \times h_1$ ) comme suit

**Tableau 2.3.** Sections préalables des poteaux.

Etages	commerciale	E/sols 2	RDC + E/sol 1	2 <sup>eme</sup> + 1 <sup>er</sup> étages	4 + 3 <sup>emes</sup> étages	5 <sup>emes</sup> étages
Sections ( $a \times b$ ) cm <sup>2</sup>	45 × 40	40 × 40	40 × 35	35 × 35	35 × 30	30 × 30

## 2.8. Evaluation des charges et des surcharges

### ❖ Plancher à corps creux

**Tableau 2.4.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux (16+4)	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,28</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1,5</b>
<b>Q étage commercial</b>				<b>5</b>

**Tableau 2.5.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
5	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,25</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

## ❖ Plancher en dalle pleine

Tableau 2.6.Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>4,43</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>3,5</b>

## ❖ Murs extérieurs double parois en brique creuses

Tableau 2.7.Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>2,74</b>

## ❖ Murs intérieurs une seule paroi en brique creuse

Tableau 2.8.Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
2	Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
<b>Charge permanent G</b>				<b>1,30</b>

## ❖ Escaliers

Tableau 2.9.Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>4,43</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

Tableau 2.10. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.

N°	Désignation des éléments		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
					Volée 1,2 et 3 e=0,15
1	Revêtement en carrelage	horizontale	20	0,02	0,4
		verticale	20	0,02(h/g)	0,23
2	Mortier de pose	horizontale	20	0,02	0,4
		verticale	20	0,02(h/g)	0,23
3	Marche (avec un béton 22 KN/m <sup>3</sup> )		22	0,17(1/2)	1,87
4	Paillasse		25	e/cos(34,22)	[0,15/cos(34,22)]*2 5=4,54
5	Enduit de ciment		18	0,02	0,36
6	Garde de corps		/	/	0,6
<b>Charge permanent G</b>					<b>8,63</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>					<b>2,5</b>

### ❖ Poids propre des poteaux

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est:  $P=25 \times S \times h$  ; avec  $h$  : hauteur d'étage ;  $S$  : surface du poteau ( $b_1 \times h_1$ ).

Tableau 2.11. Poids propre des poteaux

Etage	E /sole 3	E /sole 2	RDC + E/sole 1	1 + 2 <sup>ème</sup> étages	3 + 4 <sup>èmes</sup> étages	5 <sup>èmes</sup> étages
Surface (m <sup>2</sup> )	0,180	0,160	0,140	0,1225	0,105	0,09
Hauteur d'étage h	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
Poids (KN)	18,360	12,240	10,710	9,3713	8,0325	6,885

### 2.1. Descente de charges

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

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous pouvons effectuer la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau Pot 2 comme montre le tableau 2.12.



2.1.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau Pot 1 et 2

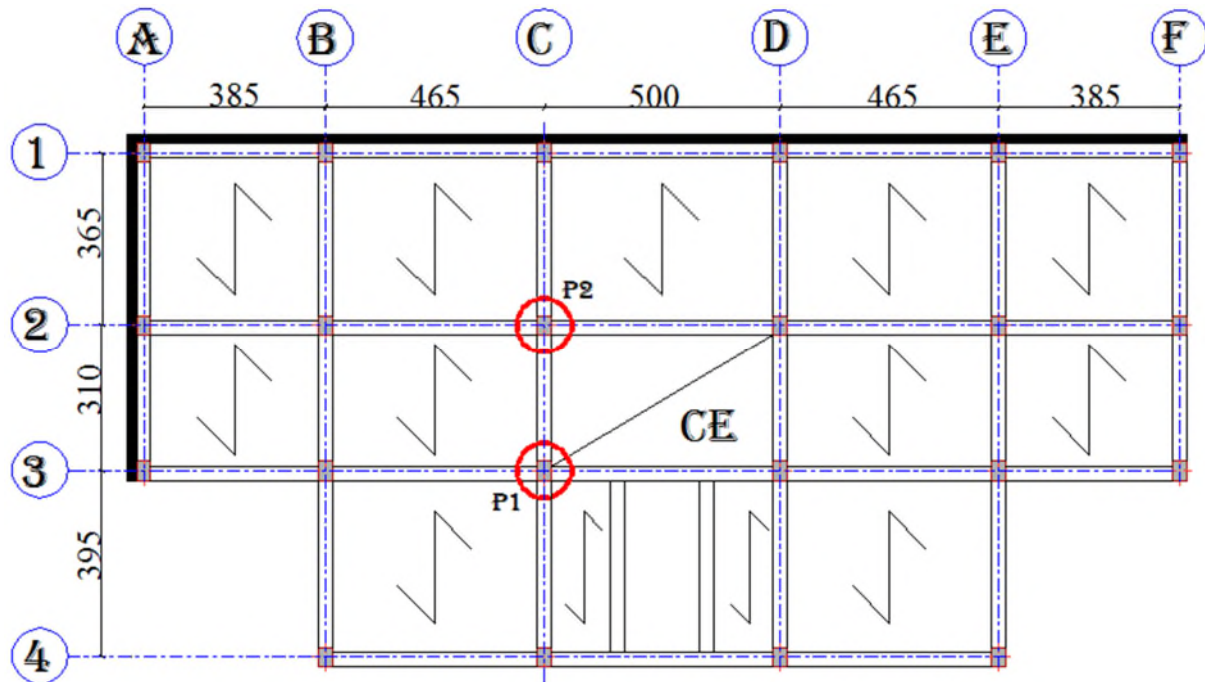


Figure 2.13. Plan des poteaux les plus sollicités.

2.2.2.2. Surfaces afférentes

On a : Poutres principales (30×35).

Poutres secondaires (30×30).

Poutre brisée (30×40).

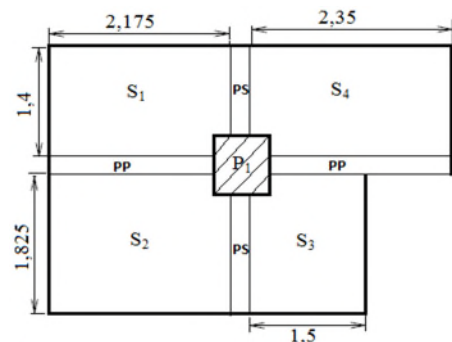
❖ Niveau 6 (Terrasse inaccessible)

Pot 1 :

$$S1 = 3,045 \text{ m}^2 ; S2 = 3,969 \text{ m}^2 ;$$

$$S3 = 2,738 \text{ m}^2 ; S4 = 3,29 \text{ m}^2 ;$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 13,042 \text{ m}^2$$

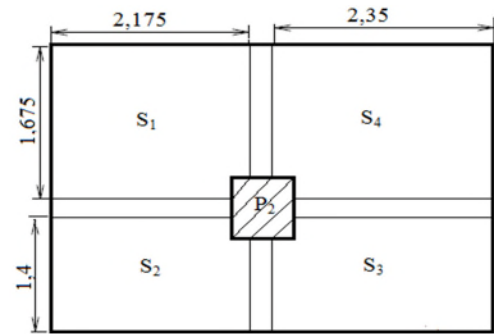


Pot 2 :

$S_1 = 3,643 \text{ m}^2 ; S_2 = 3,045 \text{ m}^2 ;$

$S_3 = 3,29 \text{ m}^2 ; S_4 = 3,936 \text{ m}^2 ;$

$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 13,947 \text{ m}^2$



❖ Du 1<sup>er</sup> entre sol à l'étage 5

Pot 1 :

$S_1 = 3,045 \text{ m}^2 ; S_2 = 3,969 \text{ m}^2 ;$

$S_3 = 2,738 \text{ m}^2 ; S_4 = 2,24 \text{ m}^2 ;$

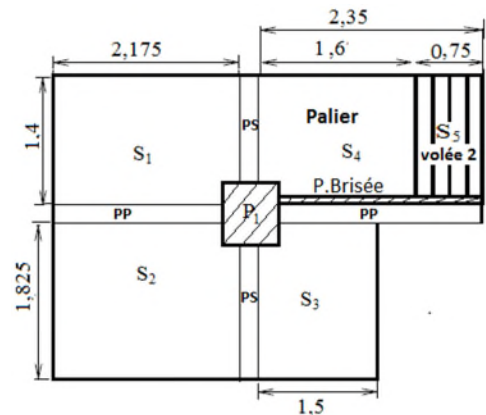
$S_5 = 1,05 \text{ m}^2 ;$

$S_{PCC} = S_1 + S_2 + S_3 = 9,752 \text{ m}^2 ;$

$S_{Pall} = 2,24 \text{ m}^2 ;$

$L'_V = \sqrt{0,425^2 + 0,75^2} = 0,862 \text{ m} ;$

$S_{Vollé (2)} = 1,4 * 0,862 = 1,207 \text{ m}^2 ;$



Pot 2 :

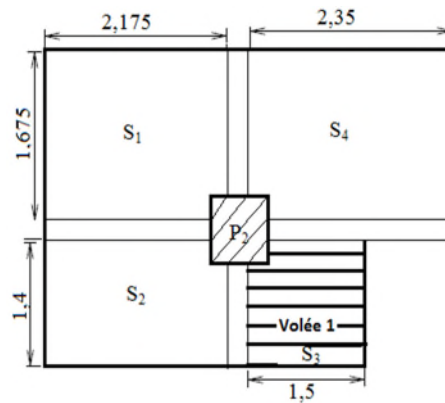
$S_1 = 3,643 \text{ m}^2 ; S_2 = 3,045 \text{ m}^2 ;$

$S_3 = 2,1 \text{ m}^2 ; S_4 = 3,936 \text{ m}^2 ;$

$S_{PCC} = S_1 + S_2 + S_4 = 10,624 \text{ m}^2 ;$

$L'_V = \sqrt{1,4^2 + 0,85^2} = 1,19 \text{ m}$

$S_{Vollé (1)} = 1,19 * 1,5 = 1,785 \text{ m}^2 ;$



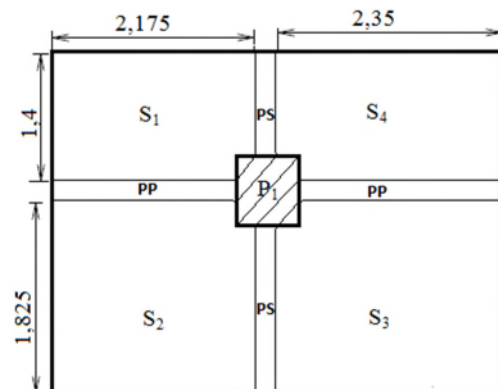
❖ entre sol 2 et 3 (étage commerciale)

Pot 1 :

$S_1 = 3,045 \text{ m}^2 ; S_2 = 3,969 \text{ m}^2 ;$

$S_3 = 4,289 \text{ m}^2 ; S_4 = 3,29 \text{ m}^2 ;$

$S_{PCC} = S_1 + S_2 + S_3 = 14,593 \text{ m}^2 ;$

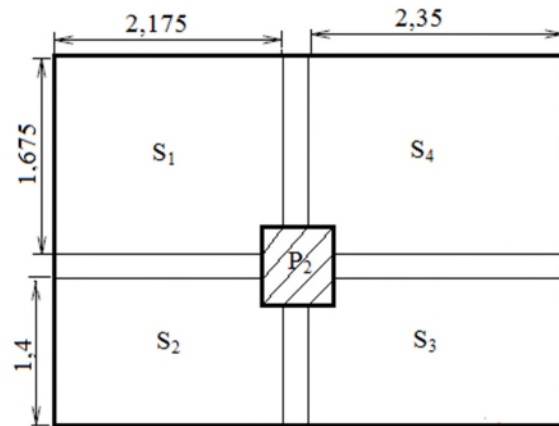


Pot 2:

$$S1 = 3,045 \text{ m}^2 ; S2 = 3,969 \text{ m}^2 ;$$

$$S3 = 2,738 \text{ m}^2 ; S4 = 3,29 \text{ m}^2 ;$$

$$S_{PCC} = S1 + S2 + S3 = 13,914 \text{ m}^2 ;$$

**2.2.2.3. Charge des planchers**

## ❖ Niveau 6 (Terrasse inaccessible)

$$\underline{\text{Pot 1}} : \begin{cases} G_{\text{Plancher}} = G_{\text{terr}} \times S_{\text{aff}} = 6,25 \times 13,042 = 81,513 \text{ KN} \\ Q_{\text{Plancher}} = Q_{\text{terr}} \times S_{\text{aff}} = 1 \times 13,042 = 13,042 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\underline{\text{Pot 2}} : \begin{cases} G_{\text{Plancher}} = G_{\text{terr}} \times S_{\text{aff}} = 6,25 \times 13,947 = 87,169 \text{ KN} \\ Q_{\text{Plancher}} = Q_{\text{terr}} \times S_{\text{aff}} = 1 \times 13,947 = 13,947 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Du 1<sup>er</sup> entre sol à l'étage 5

$$\underline{\text{Pot 1}} : \begin{cases} G_{\text{Plancher}} = (5,28 \times 9,752) + (4,43 \times 2,24) + (7,72 \times 1,207) = 70,7318 \text{ KN} \\ Q_{\text{Plancher}} = (1,5 \times 9,752) + (2,5 \times 2,24) + (2,5 \times 1,207) = 23,246 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\underline{\text{Pot 2}} : \begin{cases} G_{\text{Plancher}} = (5,28 \times 10,624) + (7,72 \times 1,785) = 69,875 \text{ KN} \\ Q_{\text{Plancher}} = (1,5 \times 10,624) + (2,5 \times 1,785) = 20,399 \text{ KN} \end{cases}$$

## ❖ entre sol 2

$$\underline{\text{Pot 1}} : \begin{cases} G_{\text{Plancher}} = (5,28 \times 14,593) + (4,43 \times 2,24) + (7,72 \times 1,207) = 96,2922 \text{ KN} \\ Q_{\text{Plancher}} = (1,5 \times 14,595) + (2,5 \times 2,24) + (2,5 \times 1,207) = 30,507 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\underline{\text{Pot 2}} : \begin{cases} G_{\text{Plancher}} = (5,28 \times 13,914) + (7,72 \times 1,785) = 87,246 \text{ KN} \\ Q_{\text{Plancher}} = (1,5 \times 13,914) + (2,5 \times 1,785) = 25,334 \text{ KN} \end{cases}$$

## ❖ entre sol 3 (étage commerciale)

$$\underline{\text{Pot 1}} : \begin{cases} G_{\text{Plancher}} = (5,28 \times 14,593) = 77,051 \text{ KN} \\ Q_{\text{Plancher}} = (1,5 \times 14,595) = 21,8925 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\underline{\text{Pot 2}} : \begin{cases} G_{\text{Plancher}} = (5,28 \times 13,914) = 73,466 \text{ KN} \\ Q_{\text{Plancher}} = (1,5 \times 13,914) = 20,871 \text{ KN} \end{cases}$$

**2.2.2.4. Charge des poutres**

$$G_P = \gamma_c * h_P * b_P * L_P.$$

$$\text{Pot 1 : } \begin{cases} L_{PP} = \frac{(4,65-0,3)}{2} + \frac{(5-0,3)}{2} = 4,525 \text{ m} \\ L_{PS} = \frac{(3,95-0,3)}{2} + \frac{(3,1-0,3)}{2} = 3,225 \text{ m} \\ L_{PBrisée} = \frac{(5-0,3)}{2} = 2,35 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} g_{PP} = 0,35 \times 0,3 \times 25 \times 4,525 = 11,878 \text{ KN} \\ g_{PS} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,225 = 7,256 \text{ KN} \\ g_{pb} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2,35 = 7,05 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow G_{poutres} = 26,184 \text{ KN.}$$

$$\text{Pot 2 : } \begin{cases} L_{PP} = \frac{(4,65-0,3)}{2} + \frac{(5-0,3)}{2} = 4,525 \text{ m} \\ L_{PS} = \frac{(3,1-0,3)}{2} + \frac{(3,65-0,3)}{2} = 3,075 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} g_{PP} = 0,35 \times 0,3 \times 25 \times 4,525 = 11,878 \text{ KN} \\ g_{PS} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,075 = 6,919 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow G_{poutres} = 18,797 \text{ KN.}$$

2.2.2.5. Charge des poteaux

$$G_P = \gamma * V = \gamma (a*b*H)$$

❖ Application de la loi de dégression

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous toit ou terrasse : .....  $Q_0$

Sous dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : .....  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : .....  $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Dans ce projet les surcharges d'exploitations ne sont pas égales.

$Q_0, Q_1$ : les surcharges d'exploitation respectives sur les terrasse inaccessible 1 et 2.

$Q_2, \dots, Q_9$ : La surcharge d'exploitation sur les étages à usage d'habitation.

$Q_{10}$  : La surcharge d'exploitation sur le RDC.

$Q_{11}$  : La surcharge d'exploitation sur galerie commerciale.

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N_8 : Q_0$$

$$N_7 : Q_0 + Q_1$$

$$N_6 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$N_5 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$N_4 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$N_3 : Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$N_2 : Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$N_1 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$N_0 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

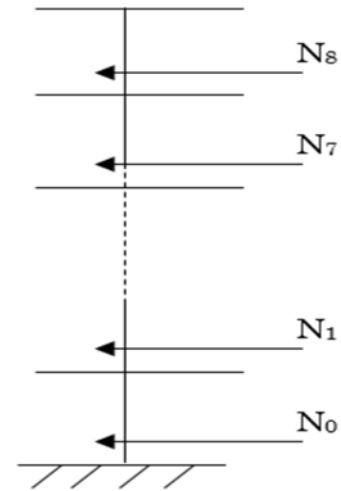


Figure 2.14. Schéma statique de la descente de charge.

Tableau 2.12. Résultats de la descente de charge du poteau 1.

Niveau	Elément	Poids propre 532s G(KN)	Surcharges Q(KN)
N8	plancher	81,513	13,042
	poutres (pp+ps)	19,134	
	poteaux	6,885	
La somme		97,532	13,042
N7	venant de N8	97,532	13,042+23,246
	plancher	70,7318	
	poutres (pp+ps+pb)	26,184	
	poteaux	8,0325	
La somme		202,8403	36,288
N6	venant de N7	202,8403	13,042+0,95(23,246*2)
	plancher	70,7318	
	poutres (pp+ps+pb)	26,184	
	poteaux	8,0325	
La somme		307,4286	57,2094
N5	venant de N6	307,4286	13,042+0,90(23,246*3)
	plancher	70,7318	
	poutres (pp+ps+pb)	26,184	
	poteaux	9,3713	
La somme		413,7158	75,844
N4	venant de N5	413,7158	13,042+

	plancher	70,7318	0,85(23,246*4)
	poutres (pp+ps+pb)	26,184	
	poteaux	9,3713	
La somme		520,0029	92,078
N3	venant de N4	520,0029	13,042+ 0,80(23,246*5)
	plancher	70,7318	
	poutres(pp+ps+pb)	26,184	
	poteaux	10,71	
La somme		627,6287	106,026
N2	venant de N3	627,6287	13,042+ 0,75(23,246*6)
	plancher	70,7318	
	poutres (pp+ps+pb)	26,184	
	poteaux	10,71	
La somme		735,2545	117,649
N1	venant de N2	735,2545	13,042+ 0,714(23,246*7)
	plancher	70,7318	
	poutres (pp+ps+pb)	26,184	
	poteaux	12,24	
La somme		844,4103	129,226
N0	venant de N1	844,4103	13,042+ 0,688((23,246*7) +30,507)
	plancher	96,2922	
	poutres (pp+ps)	19,134	
	poteaux	18,36	
La somme		978,1965	145,983
<b><math>N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1539,5398 \text{ KN}</math></b>			

**Tableau 2.13.** Résultats de la descente de charge du poteau 2.

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N8	plancher	87,169	13,947
	poutres (pp+ps)	18,797	
	poteaux	12,24	
La somme		118,206	13,947
N7	venant de N8	118,206	13,947+20,399
	plancher	69,875	
	poutres (pp+ps)	18,797	
	poteaux	12,24	
La somme		209,118	34,346
N6	venant de N7	209,118	13,947+0,95(20,399*2)
	plancher	69,875	
	poutres (pp+ps)	18,797	
	poteaux	15,491	
La somme		313,281	52,705

N5	venant de N6	313,281	13,947+0,90(20,399*3)
	plancher	69,875	
	poutres (pp+ps)	18,797	
	poteaux	15,491	
La somme		417,444	69,024
N4	venant de N5	417,444	13,947+0,85(20,399*4)
	plancher	69,875	
	poutres (pp+ps)	18,797	
	poteaux	19,125	
La somme		525,241	83,304
N3	venant de N4	525,241	13,947+0,80(20,399*5)
	plancher	69,875	
	poutres (pp+ps)	18,797	
	poteaux	19,125	
La somme		633,038	95,543
N2	venant de N3	633,038	13,947+0,75(20,399*6)
	plancher	69,875	
	poutres (pp+ps)	18,797	
	poteaux	23,141	
La somme		744,851	105,7425
N1	venant de N2	744,851	13,947+0,714(20,399*7)
	plancher	69,875	
	poutres pp+ps)	18,797	
	poteaux	23,141	
La somme		856,664	115,901
N0	venant de N1	856,664	13,947+ 0,688((20,399*7) +25,334)
	plancher	87,246	
	poutres (pp+ps)	18,797	
	poteaux	36,72	
La somme		999,427	129,618
<b><math>N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1543,6535 \text{ KN}</math></b>			

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (2) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

## 2.2. Vérification pour le poteau

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1,35 \times 999,427 + 1,5 \times 129,618 = 1543,6535 \text{ KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base  $N_u=1698,0189$  KN

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- ❖ Le critère de résistance.
- ❖ Le critère de stabilité de forme.
- ❖ Les règles du RPA99/2003.

### 2.2.1. Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

#### ❖ Exemple de calcul

$$B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1698,0189}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.120 \text{ m}^2$$

A la base (entre sol)  $B=0.40*0.45=0,180 \text{ m}^2 > 0,120 \text{ m}^2 \rightarrow$  c'est vérifiée.

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

**Tableau 2.14.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

Etage	Poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)	Nu*(KN)	condition $B > B_{calculé}$		Observation
				B (m <sup>2</sup> )	B <sub>calculé</sub> (m <sup>2</sup> )	
5	118,206	13,947	198,5485	0,090	0,0140	Vérifiée
4	209,118	34,346	367,3151	0,105	0,0259	Vérifiée
3	313,281	52,705	552,1856	0,105	0,0389	Vérifiée
2	417,444	69,024	733,7939	0,1225	0,0517	Vérifiée
1	525,241	83,304	917,4345	0,1225	0,0646	Vérifiée
RDC	633,038	95,543	1097,7074	0,140	0,0773	Vérifiée
entre sol 1	744,851	105,7425	1280,5789	0,140	0,0902	Vérifiée
entre sol 2	856,664	115,901	1463,3827	0,160	0,1031	Vérifiée
entre sol 3	999,427	129,618	1698,0189	0,180	0,1196	Vérifiée

On remarque que la condition  $B > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux

### 2.2.2. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).



$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Br: section réduite du béton ( $B_r = (a-2) \times (b-2)$ ).

As : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité d'acier.

$\alpha$  : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement ( $\lambda$ ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : longueur de flambement  $l_f = 0.7 l_0$  (BAEL91art B.8.3, 31)

$l_0$  : la hauteur libre du poteau  $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

$I$  : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire  $I = \frac{h \times b^3}{12}$

### ❖ Exemple de calcul

Vérification du poteau de la galerie commerciale (le plus élancé)

$$l_f = 0,7 \times (4,08 - 0,35) = 2,611m$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2,611 \frac{\sqrt{12}}{0,40} \Rightarrow \lambda = 22,6119$$

$$\lambda = 22,6119 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.785$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

$A_s \in [0,8\% B_r ; 1,2\% B_r]$  . On prend  $A_s = 1\% B_r$

On doit vérifier que  $B_r > B_{calculé}$

$$\Rightarrow B_{calculé} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$A.N : B_{calculé} \geq \frac{1698,0189 \times 10^{-3}}{0,785 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,098 m^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,45-0,02) \times (0,40-0,02) \Rightarrow B_r = 0,1634 m^2 > B_{calculé} = 0,098 m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

**Tableau 2.15.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

Etages	Nu*	i(m)	$\lambda$	$\alpha$	condition $B_r > B_{calculé}$		Observation
					$B_r$	$B_{calculé}$	
5	198,5485	0,0866	30,1492	0,7402	0,0784	0,0122	Vérifiée
4	367,3151	0,0866	30,1492	0,7402	0,0924	0,0226	Vérifiée
3	552,1856	0,0866	30,1492	0,7402	0,0924	0,0339	Vérifiée
2	733,7939	0,1010	25,8422	0,8500	0,1089	0,0392	Vérifiée
1	917,4345	0,1010	25,8422	0,8500	0,1089	0,0491	Vérifiée
RDC	1097,7074	0,1010	25,8422	0,8500	0,1254	0,0587	Vérifiée
entre sol 1	1280,5789	0,1010	25,8422	0,8500	0,1254	0,0685	Vérifiée
entre sol 2	1463,3827	0,1155	22,6119	0,7845	0,1444	0,0848	Vérifiée
entre sol 3	1698,0189	0,1155	22,6119	0,7845	0,1634	0,0984	Vérifiée

On remarque que la condition  $B_r > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

### 2.2.3. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

**Tableau 2.16.** Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (2).

Poteau	(40×45)	(40×40)	(40×35)	(35×35)	(30×35)	(30×30)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	40	40	35	35	30	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	18,65	13,55	13,55	13,55	13,55	13,55	vérifiée
$0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$	0,889	1	0,875	1	0,857	1	vérifiée

## 2.3. Conclusion

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

### ❖ Plancher

Pour le corps creux est  $(16+4)=20$  cm ; pour les dalles plein e = 12cm

### ❖ Poutres

Poutres principales :  $30 \times 35$  cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires :  $30 \times 30$  cm<sup>2</sup>

Poutres brisée :  $30 \times 40$  cm<sup>2</sup>

### ❖ Escalier (paliers + volées)

Nous avons adopté une épaisseur e = 12 cm.

### ❖ Voiles

- e = 15 cm du 2<sup>ème</sup> entresol jusqu'au au dernier étage.
- e = 20 cm dans le 3<sup>ème</sup> entre sol (commercial).

### ❖ Poteaux

- Entre sol 3 (commercial) est de section  $(40 \times 45)$  cm<sup>2</sup>.
- Entre sol 2 est de section  $(40 \times 40)$  cm<sup>2</sup>.
- La RDC et Entre sol 1 est de section  $(35 \times 40)$  cm<sup>2</sup>.
- 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage est de section  $(35 \times 35)$  cm<sup>2</sup>.
- 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage est de section  $(30 \times 35)$  cm<sup>2</sup>.
- 5<sup>ème</sup> étage est de section  $(30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>.

# Chapitre 3 Etude des éléments secondaires

## 3.1. Calcul des éléments non structuraux

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (les 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, toutes en respectant la réglementation en vigueur.

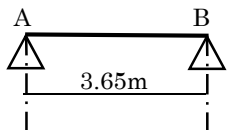
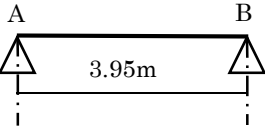
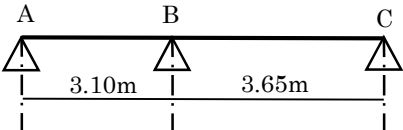
## 3.2. Calcul des planchers

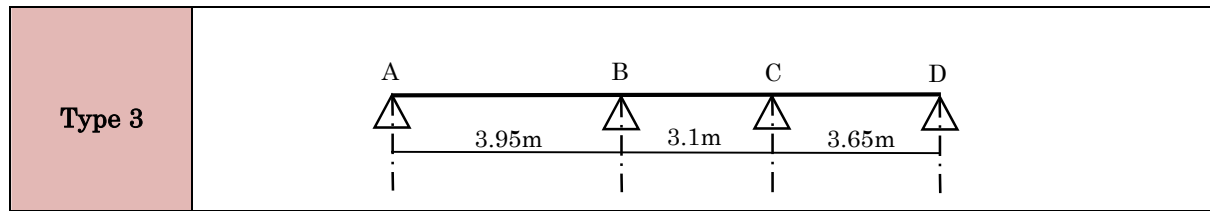
### 3.2.1. Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

#### ❖ Les différents types de poutrelles

Tableau 3.1. Différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	<b>Poutrelle du planché étages courant</b>
	N°1 
	N°2 
Type 2	<b>Poutrelle du planché étages courant et terrasse inaccessible</b>
	



❖ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

L'ELU :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $q_u = 0.65 \times P_u$

L'ELS :  $P_s = G + Q$  et  $q_s = 0.65 \times P_s$

Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 3.2.** Charge revenant aux poutrelles.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$P_u$	$q_u$	$P_s$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.25	1	9.937	6.459	7.251	4.713
Etage courant	5.28	1.5	9.378	6.096	6.78	4.407

❖ **Calcul des sollicitations maximales**

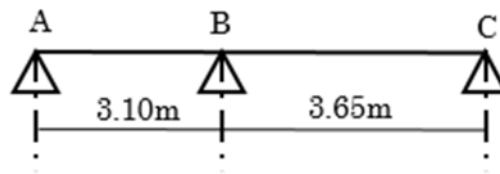
Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Le calcul des sollicitations peut se faire soit par la méthode forfaitaire, lorsque les conditions sont vérifiées, autrement par la méthode de Caquot.

**Tableau 3.3.** vérification des conditions et les Méthodes retenues.

Type	Vérification des conditions	Méthode retenue
Type 1	1. $Q = 1.5 \frac{KN}{m} \leq \min(2 \times G; 5) = 5KN/m^2 \dots$ vérifié 2. I = cst (même corps creux) ..... vérifié	forfaitaire
Type 2	1. $Q = 1.5 \frac{KN}{m} \leq \min(2 \times G; 5) = 5KN/m^2 \dots$ vérifié 2. I = cst (même corps creux) ..... vérifié 3. $0.8 \leq \frac{3.1}{3.65} = 0.85 \leq 1.25 \dots$ vérifié	forfaitaire
Type 3	1. $Q = 1.5 \frac{KN}{m} \leq \min(2 \times G; 5) = 5KN/m^2 \dots$ vérifié 2. I = cst (même corps creux) ..... vérifié 3. $L_i/L_{i+1} = 3.95/3.1 = 1.27 > 1.25 \dots$ non vérifié	Caquot minoré

### 3.1.2.1. Exemple d'application de la méthode forfaitaire

#### La poutrelle de type 2



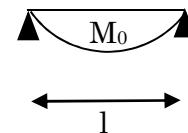
#### Terrasse inaccessible

Les moments isostatiques

##### ❖ Travée AB

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6.459 \times 3.1^2}{8} = 7.759 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.713 \times 3.1^2}{8} = 5.661 \text{ KN.m}$$



##### ❖ Travée BC

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6.459 \times 3.65^2}{8} = 10.756 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.713 \times 3.65^2}{8} = 7.849 \text{ KN.m}$$

#### Moments sur les appuis

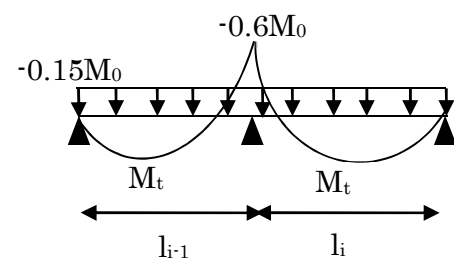
##### ❖ Appuis de rives

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments effectifs  $M_A = M_C = -0.15M_0^{max}$

A l'ELU  $M_A = M_C = -1.613 \text{ KN.m}$

A l'ELS  $M_A = M_C = -1.177 \text{ KN.m}$



##### ❖ Appuis intermédiaires

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

A l'ELU  $M_B = -0.6 \times 10.756 = -6.454 \text{ KN.m}$

A l'ELS  $M_B = -0.6 \times 7.849 = -4.709 \text{ KN.m}$

**Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,25} = 0,138 ; (1+0,3\alpha) = 1,0414 ;$$

$$(1,2+0,3\alpha) = 1,2414 ; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,621$$

**❖ Travée AB**

$$M_{t1} + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max M_0^1 \begin{cases} 1+0,3\alpha \\ 1,05 \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 1,05M_0^1 - 0,3M_0^2$$

$$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0^1 \Rightarrow M_{t2} \geq 0,621M_0^1$$

$$M_{tAB} = \max(M_{t1}, M_{t2})$$

**A l'ELU**  $M_{tAB} = \max(4,920, 4,818) \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} = 4,920 \text{ KN.m}$

**A l'ELS**  $M_{tAB} = \max(3,590, 3,516) \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} = 3,590 \text{ KN.m}$

**❖ Travée BC**

$$M_{t1} + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max M_0^2 \begin{cases} 1+0,3\alpha \\ 1,05 \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 1,05M_0^2 - 0,3M_0^2$$

$$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0^2 \Rightarrow M_{t2} \geq 0,621M_0^2$$

$$M_{tBC} = \max(M_{t1}, M_{t2})$$

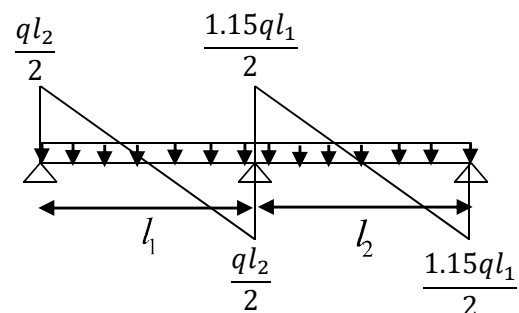
**A l'ELU**  $M_{tAB} = \max(8,067, 6,68) \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} = 8,067 \text{ KN.m}$

**A l'ELS**  $M_{tAB} = \max(5,886, 4,271) \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} = 5,886 \text{ KN.m}$

**Effort tranchant****❖ Travée AB**

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6,459 \times 3,1}{2} = 10,011 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \times V_A = -1,15 \times 10,39 = -11,513 \text{ KN}$$



## ❖ Travée BC

$$V_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1.15 \times \frac{6.459 \times 3.65}{2} = 13.556 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{6.459 \times 3.65}{2} = -11.788 \text{KN}$$

Etage courant

## Les moments isostatiques

## ❖ Travée AB

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6.096 \times 3.1^2}{8} = 7.323 \text{KN.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.407 \times 3.1^2}{8} = 5.294 \text{KN.m}$$

## ❖ Travée BC

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6.096 \times 3.65^2}{8} = 10.152 \text{KN.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.407 \times 3.65^2}{8} = 7.339 \text{KN.m}$$

## Moments sur les appuis

## ❖ Appuis de rives

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments effectifs  $M_A = M_C = -0.15M_0^{max}$

A l'ELU  $M_A = M_C = -1.523 \text{KN.m}$

A l'ELS  $M_A = M_C = -1.101 \text{KN.m}$

## ❖ Appuis intermédiaires

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

A l'ELU  $M_B = -0.6 \times 10.152 = -6.091 \text{KN.m}$

A l'ELS  $M_B = -0.6 \times 7.339 = -4.403 \text{KN.m}$



**Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.28} = 0.221 \quad , \quad (1 + 0.3\alpha) = 1.0664 \quad , \quad (1.2 + 0.3\alpha) = 1.2664 \quad ,$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

**❖ Travée AB**

$$M_{t1} + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max M_0^1 \begin{cases} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad M_{t1} \geq 1.0664M_0^1 - 0.3M_0^2$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0^1 \quad \Rightarrow \quad M_{t2} \geq 0.633M_0^1$$

$$M_{tAB} = \max(M_{t1}, M_{t2})$$

**A l'ELU**  $M_{tAB} = \max(4.763, 4.635) \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} = 4.763 \text{ KN.m}$

**A l'ELS**  $M_{tAB} = \max(3.443, 3.351) \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} = 3.443 \text{ KN.m}$

**❖ Travée BC**

$$M_{t1} + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max M_0^2 \begin{cases} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad M_{t1} \geq 1.0664M_0^2 - 0.3M_0^2$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0^2 \quad \Rightarrow \quad M_{t2} \geq 0.633M_0^2$$

$$M_{tBC} = \max(M_{t1}, M_{t2})$$

**A l'ELU**  $M_{tAB} = \max(7.780, 6.426) \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} = 7.780 \text{ KN.m}$

**A l'ELS**  $M_{tAB} = \max(5.624, 4.646) \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tAB} = 5.624 \text{ KN.m}$

**Effort tranchant****❖ Travée AB**

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.096 \times 3.1}{2} = 9.449 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -1.15 \times 10.39 = -10.866 \text{ KN}$$

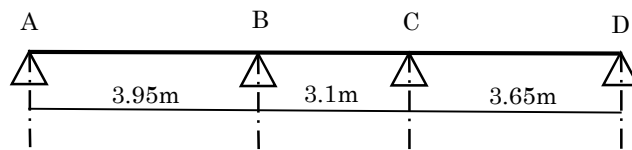
## ❖ Travée BC

$$V_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1.15 \times \frac{6.096 \times 3.65}{2} = 12.794 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{6.096 \times 3.65}{2} = -11.125 \text{K}$$

## 3.1.2.2. Exemple d'application de la méthode de Caquot minoré

## ❖ La poutrelle de type 3



Les charges sur la poutrelle

Terrasse inaccessible

$$G=6.25 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad G'=2/3G=2/3*6.25=4.17 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} Pu'=1.35G'+1.5Q= 7.129 \text{ KN/m}^2. \\ Ps'=G'+Q= 5.166 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} qu'=Pu' \times 0.65= 4.631 \text{ KN/m}^2. \\ qs'=Ps' \times 0.65= 3.358 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Les moments en appuis

## ❖ Appuis de rives

$$M_A = M_D = 0 \text{ Les moments fictifs } M_A = M_D = -0.15M_0^{\max}$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_0 = \frac{qu' \times l^2}{8} = \frac{4.631 \times 3.95^2}{8} = 9.032 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_0 = \frac{qs' \times l^2}{8} = \frac{3.358 \times 3.95^2}{8} = 6.549 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_A = M_D = M_0^1$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_A = M_C = -1.355 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_A = M_C = -0.982 \text{KN.m}$$

## ❖ Appuis intermédiaires

Appui B

$$l'_g = 3.95 \quad l'_d = 2.48 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{q'g \times l'_g{}^3 + q'd \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_B = - \frac{4.631 \times 3.95^3 + 4.631 \times 2.48^3}{8.5 \times (3.95 + 2.48)} = -6.514 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_B = - \frac{3.358 \times 3.95^3 + 3.358 \times 2.48^3}{8.5 \times (3.95 + 2.48)} = -4.117 \text{ KN.m}$$

Appui C

$$l'_g = 2.48 \quad l'_d = 3.65 \text{ m}$$

$$M_C = - \frac{q'g \times l'_g{}^3 + q'd \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_C = - \frac{4.631 \times 2.48^3 + 4.631 \times 3.65^3}{8.5 \times (2.48 + 3.65)} = -5.678 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_C = - \frac{3.358 \times 2.48^3 + 3.358 \times 3.65^3}{8.5 \times (2.48 + 3.65)} = -4.117 \text{ KN.m}$$

Moment en travée : (pour les calculs on utilise G et non pas G')

## ❖ Travée AB

$$x = \frac{l_1}{2} + \frac{M_B}{q \times l_1} = \frac{3.95}{2} - \frac{6.514}{6.459 \times 3.95}$$

$$x = 1.72 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = q \times \frac{x}{2} \times (l_1 - x) + M_A \times \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) + M_B \times \frac{x}{l_1}$$

$$M_A = 0$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_{tAB} = 6.459 \times \frac{1.72}{2} \times (3.95 - 1.72) - 6.514 \times \frac{1.72}{3.95} = 9.551 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_{tAB} = 4.713 \times \frac{1.72}{2} \times (3.95 - 1.72) - 4.724 \times \frac{1.72}{3.95} = 6.982 \text{ KN.m}$$

## ❖ Travée BC

$$x = \frac{l_2}{2} - \frac{M_C - M_B}{q \times l_2} = \frac{3.1}{2} + \frac{-5.678 + 6.514}{6.459 \times 3.1}$$

$$x = 1.592 \text{ m}$$

$$M_{tBC} = q \times \frac{x}{2} \times (l_2 - x) + M_B \times \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + M_C \times \frac{x}{L_2}$$

**A l'ELU**

$$M_{tBC} = 6.459 \times \frac{1.592}{2} \times (3.1 - 1.592) - 6.514 \times \left(1 - \frac{1.592}{3.1}\right) - 5.678 \times \frac{1.592}{3.1} = 1.669 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS**

$$M_{tBC} = 4.713 \times \frac{1.592}{2} \times (3.1 - 1.592) - 4.724 \times \left(1 - \frac{1.592}{3.1}\right) - 4.117 \times \frac{1.592}{3.1} = 1.245 \text{ KN.m}$$

**❖ Travée CD**

$$x = \frac{l_3}{2} - \frac{M_C}{q \times l_3} = \frac{3.65}{2} + \frac{5.678}{6.459 \times 3.65}$$

$$x = 2.066 \text{ m}$$

$$M_{tCD} = q \times \frac{x}{2} \times (l_2 - x) + M_C \times \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + M_D \times \frac{x}{L_2}$$

$$M_D = 0$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_{tCD} = 6.459 \times \frac{2.066}{2} \times (3.65 - 2.066) - 5.678 \times \left(1 - \frac{2.066}{3.65}\right) = 8.105 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_{tCD} = 4.713 \times \frac{2.066}{2} \times (3.1 - 2.066) - 4.117 \times \left(1 - \frac{2.066}{3.65}\right) = 5.925 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant****❖ Travée AB**

$$V_A = q \times \frac{l_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_1} = 6.459 \times \frac{3.95}{2} - \frac{6.514}{3.95} = 11.107 \text{ KN}$$

$$V_B = -q \times \frac{l_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_1} = -6.459 \times \frac{3.95}{2} - \frac{6.514}{3.95} = -14.406 \text{ KN}$$

**❖ Travée BC**

$$V_B = q \times \frac{l_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_2} = 6.459 \times \frac{3.1}{2} - \frac{5.678 + 6.514}{3.1} = 6.078 \text{ KN}$$

$$V_C = -q \times \frac{l_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_2} = -6.459 \times \frac{3.1}{2} - \frac{5.678 + 6.514}{3.1} = -13.944 \text{ KN}$$

**❖ Travée CD**

$$=V_C = q \times \frac{l_3}{2} + \frac{M_C}{L_3} = 6.459 \times \frac{3.65}{2} + \frac{5.678}{3.65} = 13.343 \text{ KN}$$

$$V_D = -q \times \frac{l_3}{2} + \frac{M_C}{L_3} = -6.459 \times \frac{3.65}{2} + \frac{5.678}{3.65} = -10.232 \text{ KN}$$

**Etages courants****Les moments en appuis****❖ Appuis de rives**

$M_A = M_D = 0$  Les moments fictifs  $M_A = M_D = -0.15M_0^{\max}$

$$\text{A l'ELU} \quad M_0 = \frac{qu' \times l^2}{8} + \frac{4.551 \times 3.95^2}{8} = 8.876 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_0 = \frac{qs' \times l^2}{8} = \frac{3.267 \times 3.95^2}{8} = 6.377 \text{KN.m}$$

Donc :  $M_A = M_D = M_0^1$

$$\text{A l'ELU} \quad M_A = M_C = -1.331 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_A = M_C = -0.956 \text{KN.m}$$

**❖ Appuis intermédiaires****Appui B**

$$l'_g = 3.95 \quad l'_d = 2.48 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{q'g \times l'_g{}^3 + q'd \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_B = - \frac{4.551 \times 3.95^3 + 4.551 \times 2.48^3}{8.5 \times (3.95 + 2.48)} = -6.402 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_B = - \frac{3.267 \times 3.95^3 + 3.267 \times 2.48^3}{8.5 \times (3.95 + 2.48)} = -4.59 \text{KN.m}$$

**Appui C**

$$l'_g = 2.48 \quad l'_d = 3.65 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{q'g \times l'_g{}^3 + q'd \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_B = - \frac{4.551 \times 2.48^3 + 4.551 \times 3.65^3}{8.5 \times (2.48 + 3.65)} = -5.579 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_B = - \frac{3.267 \times 2.48^3 + 3.267 \times 3.65^3}{8.5 \times (2.48 + 3.65)} = -4. \text{KN.m}$$

**Moment en travée (pour les calculs on utilise G et non pas G')****❖ Travée AB**

$$x = \frac{l_1}{2} + \frac{M_B}{q \times l_1} = \frac{3.95}{2} - \frac{6.402}{6.096 \times 3.95}$$

$$x = 1.709m$$

$$M_{tAB} = q \times \frac{x}{2} \times (l_1 - x) + M_A \times \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) + M_B \times \frac{x}{l_1}$$

$$M_A = 0$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_{tAB} = 6.096 \times \frac{1.709}{2} \times (3.95 - 1.709) - 6.402 \times \frac{1.709}{3.95} = 8.904 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_{tAB} = 4.407 \times \frac{1.709}{2} \times (3.95 - 1.709) - 4.59 \times \frac{1.709}{3.95} = 6.453 \text{KN.m}$$

**Travée BC**

$$x = \frac{l_2}{2} - \frac{M_C - M_B}{q \times l_2} = \frac{3.1}{2} + \frac{-5.579 + 6.402}{6.096 \times 3.1}$$

$$x = 1.594m$$

$$M_{tAB} = q \times \frac{x}{2} \times (l_2 - x) + M_B \times \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) + M_C \times \frac{x}{l_2}$$

**A l'ELU**

$$M_{tAB} = 6.096 \times \frac{1.594}{2} \times (3.1 - 1.594) - 6.402 \times \left(1 - \frac{1.594}{3.1}\right) - 5.579 \times \frac{1.594}{3.1} = 1.338 \text{KN.m}$$

**A l'ELS**

$$M_{tAB} = 4.407 \times \frac{1.594}{2} \times (3.1 - 1.594) - 4.59 \times \left(1 - \frac{1.594}{3.1}\right) - 4 \times \frac{1.594}{3.1} = 1.003 \text{KN.m}$$

**❖ Travée CD**

$$x = \frac{l_3}{2} - \frac{M_C}{q \times l_3} = \frac{3.65}{2} + \frac{5.579}{6.096 \times 3.65}$$

$$x = 2.076m$$

$$M_{tAB} = q \times \frac{x}{2} \times (l_2 - x) + M_c \times \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) + M_D \times \frac{x}{l_2}$$

$$M_D = 0$$

$$\text{A l'ELU} \quad M_{tAB} = 6.096 \times \frac{2.076}{2} \times (3.65 - 2.076) - 5.579 \times \left(1 - \frac{2.076}{3.65}\right) = 7.554 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_{tAB} = 4.407 \times \frac{2.076}{2} \times (3.1 - 2.076) - 4.4 \times \left(1 - \frac{2.076}{3.65}\right) = 5.475 \text{ KN.m}$$

### Effort tranchant

#### ❖ Travée AB

$$V_A = q \times \frac{l_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_1} = 6.096 \times \frac{3.95}{2} - \frac{6.402}{3.95} = 10.419 \text{ KN}$$

$$V_B = -q \times \frac{l_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_1} = -6.096 \times \frac{3.95}{2} - \frac{6.402}{3.95} = -13.66 \text{ KN}$$

#### ❖ Travée BC

$$V_B = q \times \frac{l_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_2} = 6.096 \times \frac{3.1}{2} - \frac{5.579 + 6.402}{3.1} = 5.584 \text{ KN}$$

$$V_C = -q \times \frac{l_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_2} = -6.096 \times \frac{3.1}{2} - \frac{5.579 + 6.402}{3.1} = -13.314 \text{ KN}$$

#### ❖ Travée CD

$$V_C = q \times \frac{l_3}{2} + \frac{M_C}{L_3} = 6.096 \times \frac{3.65}{2} + \frac{5.579}{3.65} = 12.654 \text{ KN}$$

$$V_D = -q \times \frac{l_3}{2} + \frac{M_C}{L_3} = -6.096 \times \frac{3.65}{2} + \frac{5.579}{3.65} = -9.597 \text{ KN}$$

❖ Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants

**Tableau 3.4.** Sollicitation sur les poutrelles type 1 N°1.

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	MA (KN*m)	MB (KN*m)	Mt (KN*m)	VA (KN)	VB (KN)
AB	3.65	10.152	-1.523	-1.523	10.152	11.125	-11.125
Ma=1.153 KN m ; Mt=10.152KN m ; V=11.125 KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	MA (KN*m)	MB (KN*m)	Mt (KN*m)	VA (KN)	VB (KN)
AB	3.65	7.339	-1.101	-1.101	7.339	8.043	-8.043
Ma=1.101KN m ; Mt=7.339KN m ; V=8.043 KN							

**Tableau 3.5.** Sollicitation sur les poutrelles type 1 N°2.

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	MA (KN*m)	MB (KN*m)	Mt (KN*m)	VA (KN)	VB (KN)
AB	3.95	11.889	-1.783	-1.783	11.889	12.040	-12.040
Ma=1.783 KN m ; Mt=11.889KN m ; V=12.040 KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	MA (KN*m)	MB (KN*m)	Mt (KN*m)	VA (KN)	VB (KN)
AB	3.95	8.595	-1.289	-1.289	8.595	8.704	-8.704
Ma=1.289KN m ; Mt=8.595KN m ; V=8.704 KN							

**Terrasse inaccessible****Tableau 3.6.** Sollicitation sur les poutrelles type 2.

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*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)
AB	3.1	7.759	-1.613	-6.454	4.920	10.011	-11.513
CB	3.65	10.756	-6.454	-1.613	8.067	13.556	-11.788
Ma=6.454 KN m ; Mt=8.067KN m ; V=11.788 KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*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)
AB	3.1	5.661	-1.177	-4.709	3.590	7.305	-8.401
CB	3.65	7.846	-4.709	-1.177	5.886	9.891	-8.601
Ma=4.709KN m ; Mt=5.886KN m ; V=9.891 KN							

**Etage courant****Tableau 3.7.** Sollicitation sur les poutrelles type 2.

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*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)
AB	3.1	7.323	-1.523	-6.091	4.763	9.449	-10.866
CB	3.65	10.152	6.091	-1.523	7.780	12.794	-11.125
Ma=6.091KN m ; Mt=7.780KN m ; V=12.794KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*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)
AB	3.1	5.294	-1.101	-4.403	3.443	6.831	-7.855
CB	3.65	7.339	-4.403	-1.101	5.624	9.249	-8.043
Ma=4.043KN m ; Mt=5.624KN m ; V=9.249KN							

**Terrasse inaccessible****Tableau 3.8.** Sollicitation sur les poutrelles type 3.

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*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)
AB	3.95	9.038	-1.355	-6.514	9.551	11.107	-14.406
CB	3.1	5.567	-6.514	-5.678	1.669	10.28	-13.944
DC	3.65	7.717	-5.678	-1.355	8.105	13.343	-10.232
Ma=6.514KN m ; Mt=9.551KN m ; V=13.353KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*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)
AB	3.95	6.549	-0.982	-4.724	6.982	7.659	-10.957
CB	3.1	4.034	-4.724	-4.117	1.245	3.372	-11.238
DC	3.65	5.592	-4.117	-0.982	5.925	10.744	-7.046
Ma=4.724KN m ; Mt=6.982KN m ; V=10.957KN							



**Etage courant**

**Tableau 3.9.**Sollicitation sur les poutrelles type 3.

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	3.95	7.323	-1.331	-6.402	8.904	10.419	-13.66
CB	3.1	10.152	6.091	-5.579	1.338		
DC	3.65		-5.579	-1.331	7.554	12.654	-9.597
Ma=6.091KN m ; Mt=7.780KN m ; V=12.794KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	3.95	5.294	-1.331	-6.402	6.453		
CB	3.1	7.339	-6.402	-5.579	1.003		
DC	3.65		-5.579	-1.331	5.475		
Ma=4.043KN m ; Mt=5.624KN m ; V=KN							

**3.1.2.3. Sollicitation max sur les différents étages**

**Tableau 3.10.**Sollicitation max sur les différents étages.

Type de plancher	ELU				ELS		
	Mappui int (max) (KNm)	Mappui de rive (max) (KNm)	Mtravée (max) (KNm)	Vmax (KN)	Mappui int (max) (KNm)	Mtravée (max) (KNm)	Mappui de rive (max) (KNm)
Etage courant	6.454	1.783	11.889	13.660	4.709	8.595	1.289
Terrasse inaccessible	6.514	1.613	9.551	13.556	4.724	6.982	1.177

**3.1.2.4. Ferrailage des poutrelles**

**Etage courant**

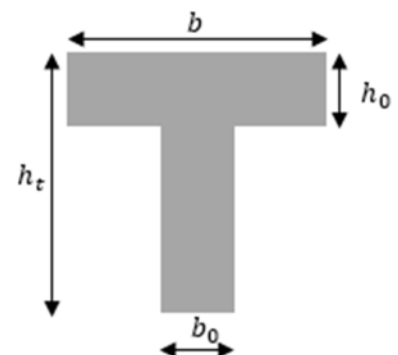
Mt=11.889 KN.m ; V=13.660 KN ;  $M_{a\text{ int}}=-6.454$  KN.m ;  $M_{a\text{ rive}}=-1.783$  KN.m ; h=20 cm ; b=65 cm ;  $b_0=10$  cm ;  $h_0=4$  cm ; d=18 cm ; FPN ; Fe400 ;  $F_{c28} = 25$  MPa

**Vérification à l'ELU**

**En travée**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Calcul de moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$ :



$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3$$

$M_{tu} = 59.072 \text{KN.m} \geq M_t = 11.889 \text{KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section  $b \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.889 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0398 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0398}) = 0.051$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{11.889 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.94 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

L'axe neutre passe par la table de compression et comme le béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t$$

On opte pour :  $A_{tr} = 2HA10 + 1HA8 = 2.07 \text{ cm}$

### En appui

#### ❖ Appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -6.454 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.454 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.140 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.140}) = 0.189$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.189) = 0.166 \text{m}$$

$$A_{a \text{ int}} = \frac{M_a^{int}}{f_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{6.454 \times 10^{-3}}{348 \times 0.166} = 1.12 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{a \text{ int}}$$

on adopte 1HA12 = 1.13 cm<sup>2</sup>

## ❖ Appui de rive

$$M_a^{rive} = -1.783 \text{ KN m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.783 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0039 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0039}) = 0.050$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.050) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{a\ rive} = \frac{M_a^{rive}}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{1.783 \times 10^{-3}}{348 \times 0.050} = 0.29 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{a\ rive}$$

on adopte 1HA10 = 0.79 cm<sup>2</sup>**Ferrailage transversales**Armatures transversales

BAEL99 (Art 5.1.2.2)

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(8; 5.71; 10)$$

Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$  on choisi un étrier  $\phi_6$ :  $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$ 

## 3.1.2.5. Vérifications nécessaires

Vérification a l'ELUVérification du risque de rupture par cisaillement

CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V^{max} = 13.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13.66 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\right] \text{ Mpa} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

**Espacement**

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_l \times f_e}{\max(\frac{\tau_u}{2}, 0.4) \times b_0} = 33.48 \text{ cm} \\ A_l \frac{0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 63.03 \text{ cm} \end{cases}$$

**Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant****Vérification de la compression du béton**

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0.9d; (30 - 4) \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow V_u = 13.66 \text{ KN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN}$$

**Vérification des armatures longitudinales**

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

❖ **Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_l = 2HA10 + 1HA8 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_u} = \frac{1.15 \times 13.66 \times 10^{-3}}{400} = 0.393 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 3.2 \text{ cm}^2 > 0.393 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{int}}{0.9d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 13.66 \times 10^{-3} + \frac{6.454 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = 1.538 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 3.2 \text{ cm}^2 > 1.538 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

Pas de vérifications à faire Au niveau de l'appui intermédiaire car  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$

**Vérification de la jonction table-nervure**

BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{13.66 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.892 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

### Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

Vérification des contraintes;

Vérification de la flèche.

### Vérification des contraintes

#### ❖ En travée

##### Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = 8.53 \times 10^{-5} \text{ m}^3 > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul d'une section  $b \times h$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

##### Calcul de $y$ et $I$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 31.05 y - 558.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 271.332 \Rightarrow y = 3,697 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (3,697)^3}{3} + 15 \times 2.07(18 - 3,697)^2$$

$$I = 7446.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.595 \times 10^{-3}}{7446.89 \times 10^{-8}} \times 3,697 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.27 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ Appuis intermédiaires

##### Position de l'axe neutre

$$H = \frac{h_0^2 b_0}{2} - 15A(d - h_0) = 0.1 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.13 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -1.573 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0 \Rightarrow$  Calcul d'une section  $b_0 \times h$

## Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 16.95y - 305.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 79.93 \Rightarrow y = 6.298 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (6.298)^3}{3} + 15 \times 1.13(18 - 6.298)^2$$

$$I = 3153.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.709 \times 10^{-3}}{3153.78 \times 10^{-8}} \times 6.298 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 9.25 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## 3.1.2.6. Conditions de la vérification de la flèche BAEL 91(Article B.6.5),le CBA 93

Données :

$$l = 3,95 \text{ m} ; M_{0s} = 8.599 \text{ KN.m} ; M_{tu} = 11.889 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 8.599 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} < 26.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow A = 1,80 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Avec :  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément G (Instantanée ou différés).

$f_{ji}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement.

$f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,95}{500} = 7.9 \text{ mm}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 6.69 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 3.61 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 8.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec:  $j = G - G^{revêtement} = 2,85 \text{ KN.m}$

### Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa} \\ E_i = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa} \end{cases}$$

### Coefficients $\lambda, \mu$

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 4,29 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,72 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{1,80}{10 \times 18} = 1 \%$$

### Calcul des $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 104.092 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 192.844 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 247.629 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 7446.9 \text{ cm}^4 \\ y = 3.7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,397 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,613 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,683 \end{cases}$$

### Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 0,0654 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où,  $I_0 = 19500 \text{ cm}^4$

## Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7940.3 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 5910.3 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5457.7 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 12764 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 4,08 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 5.44 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 7.57 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 2,19 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4.02 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.11. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.

niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$ 10 <sup>-2</sup>	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etages courants	Travée	11,889	0,04	5,1	17,6	1,94	1,41	2HA10+1HA8 = 2,07
	Appui Inter	6,454	0,140	18,9	16,6	1,12	0,22	1HA12 = 1,13
	appui de rive	1,783	0,04	5,0	17,6	0,29	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	9,551	0,032	4,06	17,7	1,55	1,41	2HA8+1HA10 = 1,80
	Appui Inter	6,514	14,16	19,2	16,6	1,13	0,22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	1,613	12,88	17,3	16,8	1,02	0,22	1HA12 = 1,13

D'après les résultats obtenus, le choix du ferrailage est le même dans tous les niveaux.

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau 3.12. Vérifications nécessaires à l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Etages courants	0,76 < 3,33	3,83 > 0,40	3,49 > -0,75	13,66 < 108,135	0,89 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,75 < 3,33	2,93 > 0,39	3,93 > -0,76	13,56 < 108,135	0,89 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée



Tableau 3.13. Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveaux	Endroit	$M^s$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$Y$ (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Etages courants	Travée	8,595	2,07	3,70	7446,89	4,27 < 15	Vérifiée
	appui	- 4,709	1,13	6,3	3153,78	9,25 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	6,982	1,80	3,47	6605,5	3,67 < 15	Vérifiée
	appui	- 4,724	1,57	7,15	3986,19	8,47 < 15	Vérifiée

Tableau 3.14. Vérifications de la flèche à l'ELS.

Niveaux	Etages courants	Terrasse inaccessible
$L$ (m)	3,95	3,95
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	1,853	6,402
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3,432	7,923
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	4,407	9,191
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	3,61	4,862
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	6,69	6,018
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	8,48	6,981
$I$ ( $cm^4$ )	7446,9	6605,5
$I_0$ ( $cm^4$ )	19500	17435
$\lambda_i$	4,29	4,27
$\lambda_v$	1,72	1,71
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	192,84	160,37
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	104,09	198,51
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	247,63	230,29
$\mu_j$	0,613	0,568
$\mu_g$	0,397	0,634
$\mu_p$	0,683	0,675
$I_{fji}$ ( $cm^4$ )	5910,3	5600,2
$I_{fgi}$ ( $cm^4$ )	7940,3	5177,3
$I_{fpi}$ ( $cm^4$ )	5457,7	4943,2
$I_{fgv}$ ( $cm^4$ )	12764	9212,7
$f_{ji}$ (mm)	5,44	4,17
$f_{gi}$ (mm)	2,19	5,59
$f_{pi}$ (mm)	7,57	6,79
$f_{gv}$ (mm)	4,08	9,42
$\Delta f$ (mm)	4,02	6,45
$f_{adm}$ (mm)	7,9	7,9
Observation	Vérifiée	Vérifiée

❖ Ce tableau illustre les différents schémas de ferrailage

Tableau 3.15. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Étages courants			
Terrasse inaccessible			

### 3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{500} \times 100 = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

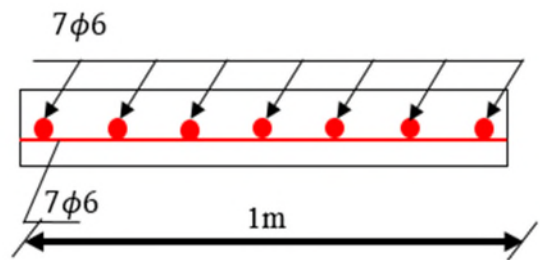


Figure 3.1. Ferrailage de la dalle de compression.

Soit  $\begin{cases} A_{\perp}: 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis a haute adhérence de mailles (150 × 150) mm<sup>2</sup>

### 3.3. Calcul des dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

### 3.3.1. Données de différentes dalles

Tableau 3.16. Données des différents types de dalle pleine.

Types	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho$	E L U		E L S	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
D1	1,2	/	/	/	/	/	/
D2	1,2	4,65	0,25	/	/	/	/
D2'	1,5	3,85	0,39	/	/	/	/
D3	1,2	4,7	0,26	/	/	/	/
D3'	1,2	4,35	0,27	/	/	/	/
D3''	1,2	3,55	0,34	/	/	/	/

### 3.3.2. Calcul des sollicitations

#### ❖ Dalle sur un seul appui

La dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple

$$G = 4,43 \text{ KN/m}^2; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = \gamma \times v \Rightarrow P = 18 \times 1 \times 0,1 \times 3,06$$

$$P = 5,508 \text{ KN}$$

#### Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 11,23 \text{ Kn/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 7,436 \text{ KN}$$

#### Calcul du moment

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{11,23 \times 1,2^2}{2} + 7,436 \times 1,2\right)$$

$$M_u = -17,01 \text{ Kn.m}$$

#### Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 11,23 \times 1,2 + 7,436 \Rightarrow V_u = 20,91 \text{ KN}$$

#### Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 7,93 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 5,508 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -\left(\frac{7,93 \times 1,2^2}{2} + 5,508 \times 1,2\right) \Rightarrow M_s = -12,32 \text{ Kn.m}$$

#### Calcul du ferrailage

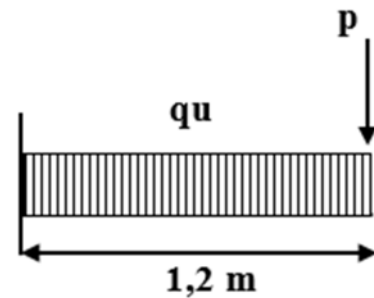


Figure 3.2. Schéma statique de la dalle D1.

$$\mu_{bu} = \frac{17,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,148 < \mu_{\ell} = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,201 ; z = 0,083 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{17,02 \times 10^{-3}}{0,083 \times 348} = 5,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1/400 = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on choisit } A_t = 4\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 6,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### L'espacement

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

### Les Armatures de répartition

$$A_y = \frac{A_t}{3} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 3\text{HA}10 = 2,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{20,91 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

### Vérification des contraintes

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 9,09 \times 10^{-3} y - 8,181 \times 10^{-4} = 0 \Rightarrow Y = 3,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow 0,3333 \times 0,0324^3 + 9,0910^{-3} (0,09 - 0,0324)^2$$

$$I = 4149,58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3 f_{c28} \Rightarrow \frac{12,32 \times 10^{-3}}{4149,58 \times 10^{-8}} \times 0,0324 \leq 0,6 \times 25$$

$$9,61 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$15 \times \frac{12,32 \cdot 10^{-3}}{4149,58 \cdot 10^{-8}} (0,09 - 0,0324) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 256,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

**Tableau 3.17.** Sollicitations maximales dans les dalles pleines.

Types	Sollicitations									
	ELU					ELS				
	M <sub>x</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>x</sub> <sup>a</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>a</sup> (KN.m)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>x</sub> <sup>a</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>a</sup> (KN.m)
D1	17,01	/	/	/	20,91	/	/	/	12,32	/
D2	17,01	/	/	/	20,91	/	/	/	12,32	/
D2'	23,79	/	/	/	24,28	/	/	/	17,18	/
D3	21,31	2,75	10,03	1,29	6,74	0	15,04	1,94	7,08	0,91
D3'	18,9	2,75	8,89	1,29	6,74	0	13,35	1,94	6,28	0,91
D3''	13,40	2,75	6,31	1,29	6,74	0	9,46	1,94	4,45	0,91

**Tableau 3.18.** Vérification de l'effort tranchant.

	V <sub>ux</sub> (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs.
D1	20,91	0,23 < 1,25	Vérifiée
D2	20,91	0,23 < 1,25	Vérifiée
D2'	24,28	0,27 < 1,25	Vérifiée
D3	6,74	0,075 < 1,25	Vérifiée
D3'	6,74	0,075 < 1,25	Vérifiée
D3''	6,74	0,075 < 1,25	Vérifiée

**Tableau 3.19.** Calcul du ferrailage à l'ELU.

Types	Sens	M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
D1	X-X	17,01	0,148	0,202	8,27	5,90	1,09	4HA12+1HA14=6,06
D2	X-X	17,01	0,148	0,202	8,27	5,90	1,09	4HA12+1HA14=6,06
D2'	X-X	23,79	0,207	0,293	7,94	8,61	1,09	6HA14= 9,24
D3	X-X	21,31	0,186	0,259	8,07	7,59	0,96	5HA14= 7,70
	Y-Y	2,75	0,024	0,030	0,09	0,89	0	2HA8= 1,01
	appui	10,02	0,087	0,114	0,08	3,36	0,96	3HA12=3,39
D3'	X-X	18,9	0,165	0,226	8,18	6,64	0,96	2HA12+3HA14 = 6,98
	Y-Y	2,75	0,024	0,030	8,89	0,89	0	2HA8= 1,01
	Appui	8,89	0,775	0,101	0,09	2,96	0,96	4HA10=3,14
D3''	X-X	13,40	0,066	0,085	11,59	3,32	1,2	3HA12= 3,39
	Y-Y	2,75	0,013	0,017	11,92	0,66	0	2HA8= 1,01
	Appui	6,30	0,031	0,039	0,12	1,54	1,2	2HA10=1,57

Tableau 3.20. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		$M^s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
D1	x-x	12,32	3,24	4149,6	9.61 < 15	Vérifiée	256.64 > 201,63	N. Vérifiée
D2	x-x	12,32	3,24	4149,6	9.61 < 15	Vérifiée	256.64 > 201,63	N. Vérifiée
D2'	x-x	17,18	3,79	5576,8	11.7 < 15	Vérifiée	240.44 > 201,63	N. Vérifiée
D3	x-x	15,04	3,54	4921,9	10.85 < 15	Vérifiée	249.95 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	1,94	1,51	9646,8	3.03 < 15	Vérifiée	226.18 > 201,63	N. Vérifiée
	appui	7,08	2,56	2668,2	6.79 < 15	Vérifiée	256.35 > 201,63	N. Vérifiée
D3'	x-x	13,35	3,36	4451,8	10.08 < 15	Vérifiée	253.56 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	1,94	1,51	9646,8	3.03 < 15	Vérifiée	226.18 > 201,63	N. Vérifiée
	appui	6,28	2,48	251,7	6.20 < 15	Vérifiée	244.71 > 201,63	N. Vérifiée
D3''	x-x	9,46	3,02	5018,7	5.7 < 15	Vérifiée	253.95 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	1,94	1,76	1770,3	1.93 < 15	Vérifiée	168.4 > 201,63	N. Vérifiée
	appui	4,45	2,15	2616,2	3.67 < 15	Vérifiée	251.42 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que la deuxième condition de certaines dalles n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

### La dalle D1 et D2

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{12.32 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 7.5410^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve  $\alpha = 0,44$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12.32 \cdot 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,44}{3}\right) 201,63} = 7.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

### Les Armatures de répartition

$$A_y = \frac{8.04}{3} = 2.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_y = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du calcul à l'ELS sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.21. Vérifications des contraintes après le calcul à l'ELS.

Types de La Dalle		$M^s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
D1 et D2	x-x	12.32	3.61	5071.9	8.76 < 15	196.5 < 201,63	<b>4HA16 = 8.04</b>
D2'	x-x	17.18	4.18	6637.2	10.8 < 15	187.29 < 201,63	<b>6HA16 = 12.06</b>
D3	x-x	15.04	3.91	5898.2	9.99 < 15	194.54 < 201,63	<b>5HA16 = 10.05</b>
	y-y	1.94	1.84	1415	2.52 < 15	147.41 < 201,63	<b>2HA10 = 1.57</b>
	Appui	7.08	2.88	3335.7	6.11 < 15	194.82 < 201,63	<b>4HA12 = 4.52</b>
D3'	x-x	13.35	3.79	5576.8	9.08 < 15	186.76 < 201,63	<b>6HA14 = 9.24</b>
	y-y	1.94	1.84	1415	2.52 < 15	147.42 < 201,63	<b>2HA10 = 1.57</b>
	appui	6.28	2.88	3335.7	5.42 < 15	172.83 < 201,63	<b>4HA12 = 4.52</b>
D3''	x-x	9.46	3.41	6324.6	5.11 < 15	192.75 < 201,63	<b>4HA12 = 4.52</b>
	y-y	1.94	1.76	1770.3	1.93 < 15	168.41 < 201,63	<b>2HA10 = 1.57</b>
	appui	4.45	2.58	3713.7	3.09 < 15	169.41 < 201,63	<b>2HA12 = 2.36</b>

### 3.1.2.7. Evaluation de la flèche

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

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

#### ❖ Pour la dalle D1

12 cm > 5,1 cm ..... Vérifiée  
8,04 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Non vérifié

#### ❖ Pour la dalle D2

12 cm > 5,1 cm ..... Vérifiée  
8,04 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Non vérifiée

#### ❖ Pour la dalle D2'

12 cm > 2,125 cm ..... Vérifiée  
12,06 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Non vérifiée

#### ❖ Pour la dalle D3

12 cm > 5.1 cm ..... Vérifiée  
10.05 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Non vérifiée

#### ❖ Pour la dalle D3'

12 cm > 5.1 cm ..... Vérifiée  
9.24 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Non vérifiée

#### ❖ Pour la dalle D3''

12 cm > 5.1 cm ..... Vérifiée

$4.52 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  Non vérifiée

On doit vérifier la flèche

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

**Tableau 3.22.** Vérifications de la flèche à l'ELS.

Localisation		$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gt}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D1	X-X	2,853	0,141	1,928	1,421	$3,22 < 4,8$	Vérifiée
D2	X-X	0,053	0,012	0,032	0,018	$0,055 < 2.4$	Vérifiée
D2'	X-X	0,125	0,028	0,075	0,042	$0,13 < 3$	Vérifiée
D3	X-X	0.874	0.233	0.863	0.406	$1.098 < 2.4$	Vérifiée
	X-X	0.777	0.221	0.783	0.359	$0.999 < 2.4$	Vérifiée
	X-X	0.617	0.136	0.785	0.301	$0.965 < 2.4$	Vérifiée

### Remarque

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left( l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

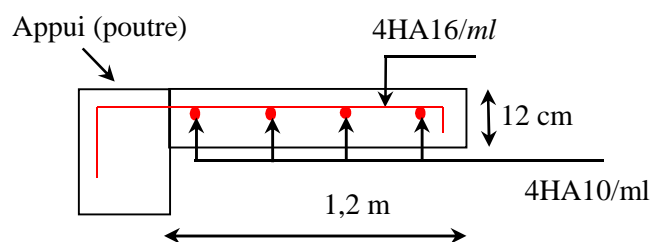
Avec,  $l \parallel L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

$l_s$ : Longueur de scellement =  $40\phi$  (acier HA)

Donc,  $L_1 = 1\text{m}$  pour les travées de rives et  $L_1 = 0,70 \text{ m}$  pour les travées intermédiaires

### ❖ Schémas de ferrailages



**Figure 3.3.** Schéma de ferrailage de la dalle D1.



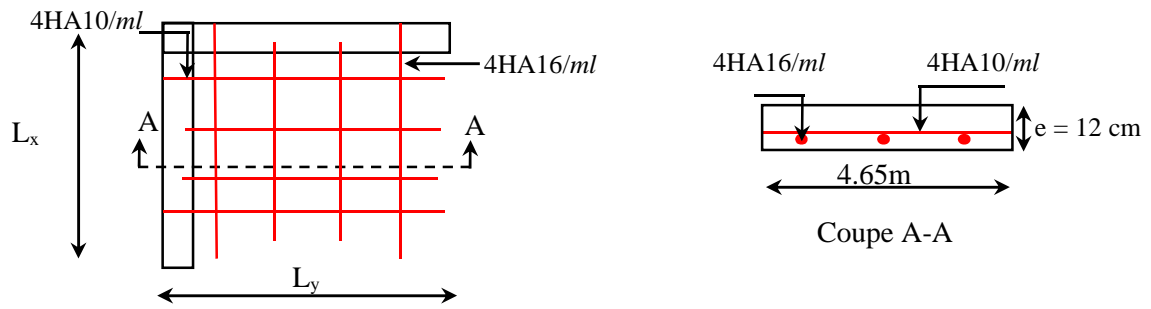


Figure 3.4. Schéma de ferrailage de la dalle D2.

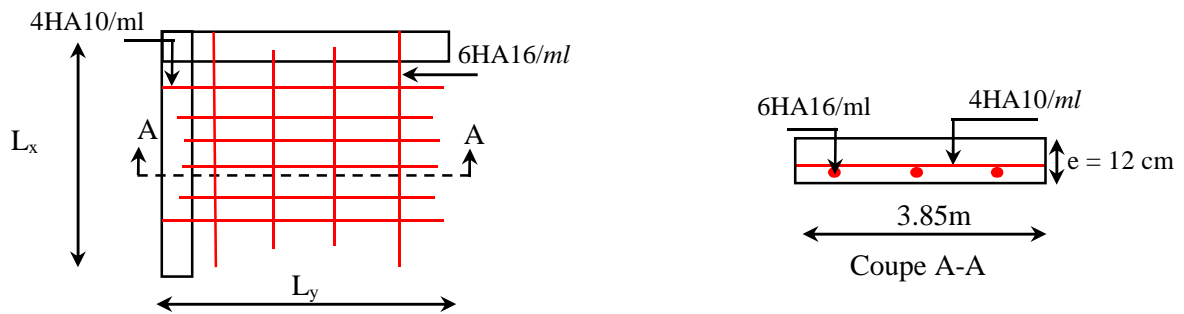


Figure 3.5. Schéma de ferrailage de la dalle D2'.

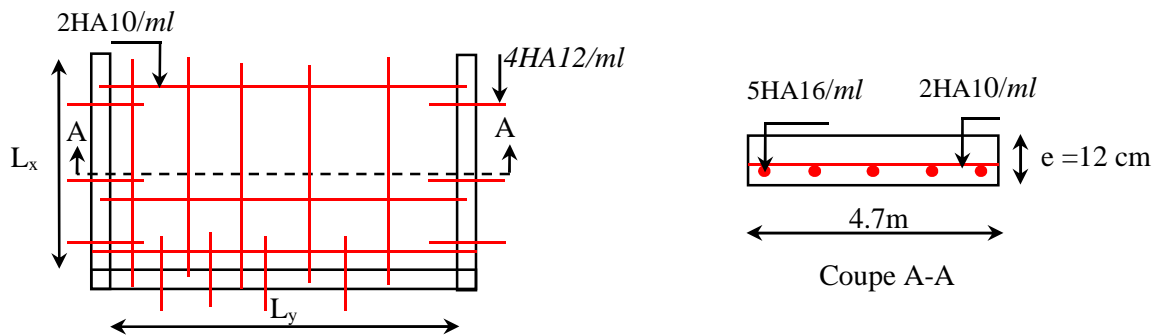


Figure 3.6. Schéma de ferrailage de la dalle D3.

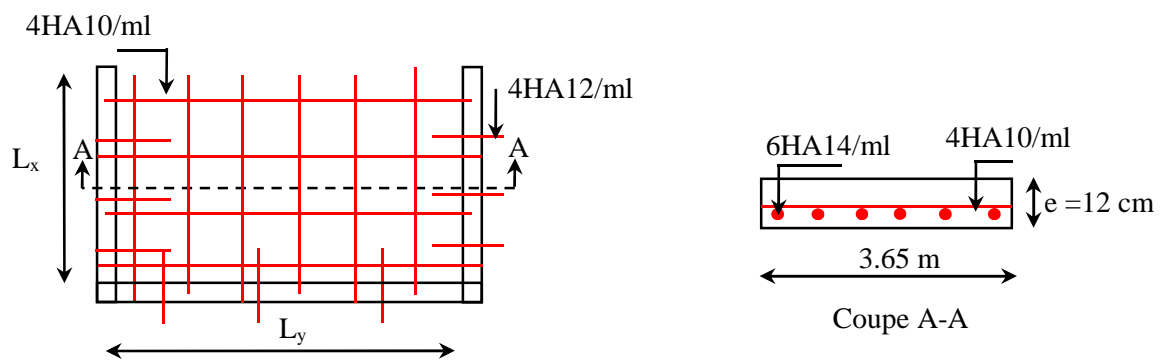


Figure 3.7. Schéma de ferrailage de la dalle D3'.

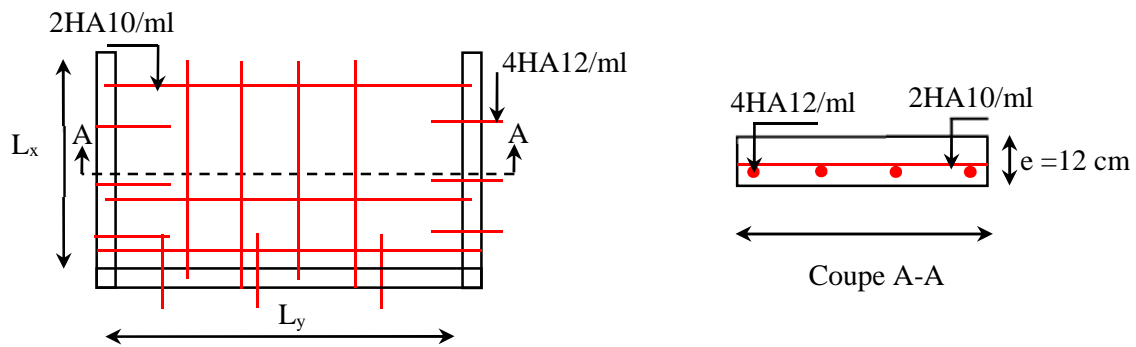


Figure 3.8. Schéma de ferrailage de la dalle D3".

### 3.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre ( $G$ ), à une surcharge horizontale due à la main courante ( $Q$ ) et à une force sismique ( $F_p$ ).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.22).

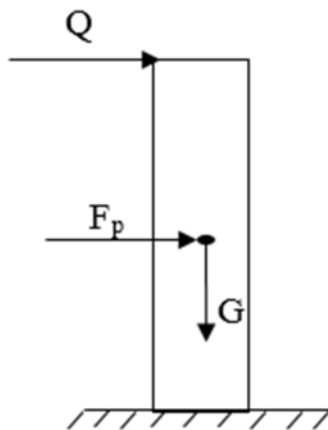


Figure 3.9. Modèle de calcul de l'acrotère.

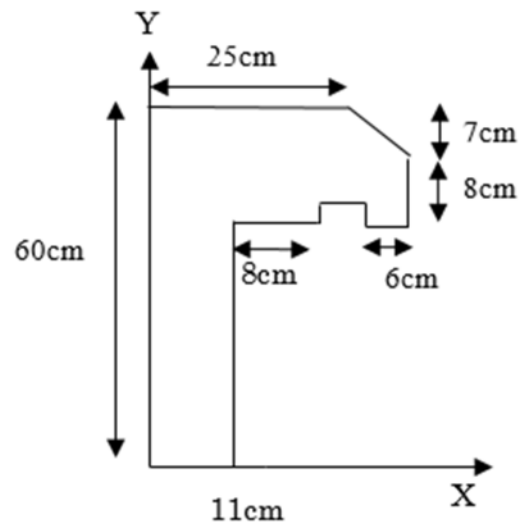


Figure 3.10. Coupe transversale de l'acrotère.

#### 3.4.1. Hypothèses de calcul

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

La fissuration est considérée préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée.

### 3.4.2. Evaluation des charges et surcharges

❖ poids propre

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0911 = 2.2775 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 1.5 \times 0,11 \times 0.65 = 0,1073 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est  $G = W_p = 2.39 \text{ KN}$

❖ charge d'exploitation

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

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2.39 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc,  $F_p = 1,15 \text{ KN}$

### 3.4.3. Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 14.03 \text{ cm} \\ Y_G = 36.07 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.39 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0.42 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau 3.23. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.39	3.23	2.39
M (KN.m)	1.02	0.9	0.60

### 3.1.2.8. Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1.02}{2.39} \times 10^2 = 42.68 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 1,83 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.60} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$  : Longueur de flambement ( $h = 60 \text{ cm}$  : hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.11} = 0.785 \text{ cm}$$

D'où :  $e = 42.68 + 2 + 0.785 = 45.47 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.23 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.23 \times 0.4547 = 1.47 \text{ KN.m}$$

### 3.4.4. Ferrailage de l'acrotère

#### 3.1.2.9. Calcul à l'ELU

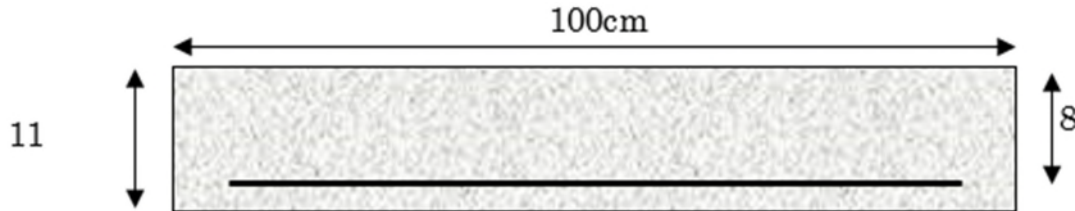


Figure 3.11. Section de l'acrotère à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et  $e_0$  en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1.8 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,22^2} = 0,00262 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,0033 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.24 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Remarque

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$A_1 = 0.17 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0.13 \text{ cm}^2.$$

#### Vérification à l'ELU

##### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 2.66 \text{ cm}^2 > A = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition pas vérifiée}$$

Donc on va ferrailés avec  $A_t^{\min} = 2.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on prend 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml

**Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si  $\tau_u < \bar{\tau}$

**ELU**

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,22} = 0,0068 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau}$ ..... Condition vérifiée

**Situation accidentelle**

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1,15 = 2,15 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,0098 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA6 = 1.13 cm<sup>2</sup>/ml

**Calcul des espacements**

$$\text{Sens principal : } S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens secondaire : } S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$$

**Vérifications à l'ELS****Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

**Calcul de y**

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,251 - 0,055 = 0,196 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,128 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -0,017 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend  $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -5,86 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,196 \leq y_c \leq 0,306$$

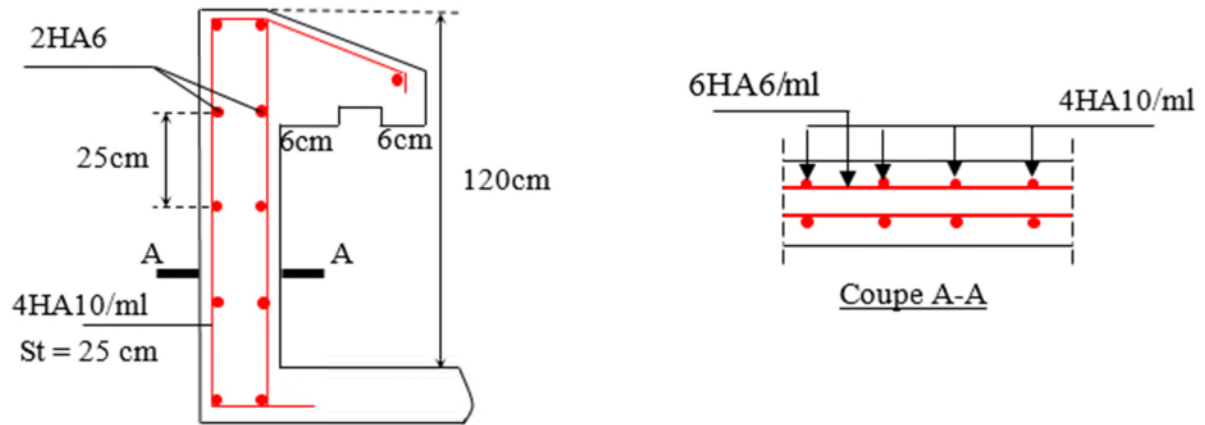
$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\varnothing/3) = 0,238 \\ y_{c2} = a \cos(\varnothing/3 + 120^\circ) = -0,411 \\ y_{c3} = a \cos(\varnothing/3 + 240^\circ) = 0,174 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,413 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 164,68^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend  $y_c = 0,238 \Rightarrow y = 0,042 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 2.09 \times 10^{-4}m$$

$$d'o\grave{u} \quad \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2.39 \times 10^{-3}}{2.09 \times 10^{-4}} \times 0,042 = 0,48 MPa < \bar{\sigma} \dots \dots \dots v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

**Schémas de ferrailage**



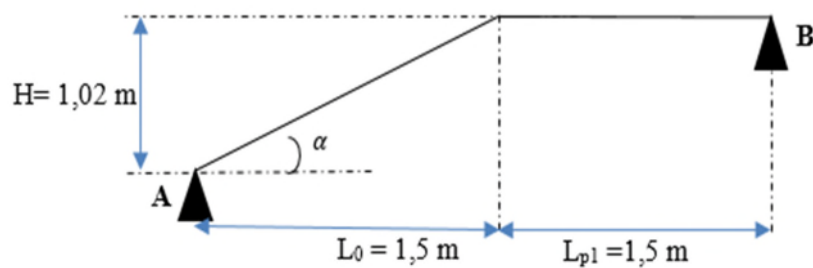
**Figure 3.12.**Schéma de ferrailage de l'acrotère.

**3.5. Etude des escaliers**

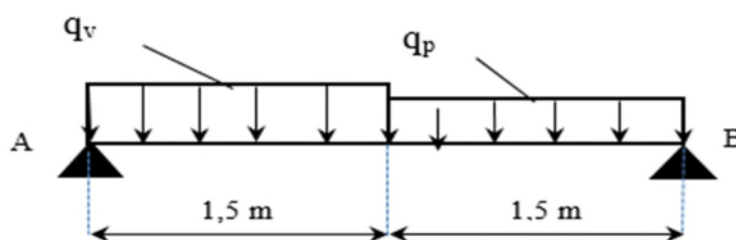
L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers

**3.5.1. Etude de la partie (AB)**

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.



**Figure 3.13.**Coupe en élévation de l'escalier (type 1).



**Figure 3.14.**Schéma statique de l'escalier (partie AB).

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 7,72 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 4,34 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

### Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 14,172 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 9,7305 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,22 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 6,93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

### Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 1,5 + q_p \cdot 1,5$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 10,79 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 7,73 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 25,06 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 18 \text{ KN} \end{cases}$$

### Calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

**Tableau 3.24.** Sollicitations dans le premier type d'escalier.

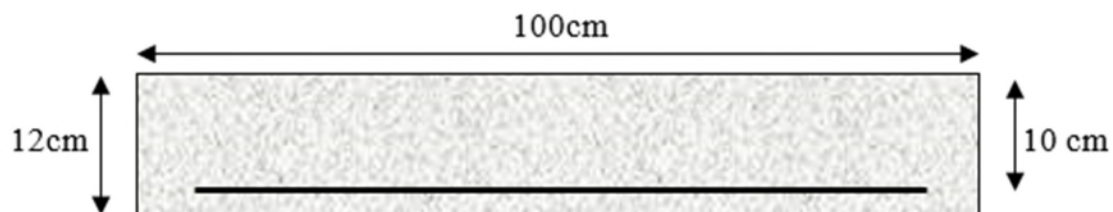
	Réaction(KN)		M (KN.m)		V <sub>max</sub> (KN)	M <sub>0 max</sub> ELU
	A	B	travée	appui		
<b>ELU</b>	16,26	19,59	11,51	-6,77	19,52	13,54
<b>ELS</b>	11,63	14,10	8,26	-3,89	/	9,72

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 11,51 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -6,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### 3.1.2.10. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$  ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .



**Figure 3.15.** Section d'escalier à ferrailer.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :



Tableau 3.25. Ferrailage de l'escalier.

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	11,51	0,081	0,106	0,096	3,456	1,21	4HA12 = 4,52	25
appui	-6,77	0,048	0,061	0,098	1,996	1,21	3HA10 = 2,36	30

### Armature de répartition

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{répartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée :  $A_{rep} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; St = 25 cm

En appui :  $A_{rep} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; St = 25 cm

### Vérification de l'effort tranchant

$$V^{max} = 19,52 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,195 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

### Calcul à l'ELS

#### Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 9,72 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 8,262 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -4,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 3.26. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	8,262	3,07	4220,6	6,00	15	Vérifiée
En appui	-4,86	2,33	2504,2	3,62	15	Vérifiée

### 3.1.2.11. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad e=12 \text{ cm} < 18,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad 4,52 \text{ cm}^2 < 10,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L = 3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :  $f_{adm} = 3,31/500$

❖ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

$$\text{Sous g : } \begin{cases} g_{palier} = 7,72 \text{ KN/m}^2 \\ g_{paillasse} = 4,43 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 7,702 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous j : } \begin{cases} j_{palier} = 7,72 \text{ KN/m}^2 \\ j_{paillasse} = 3,63 + 1,87 = 5,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 4,783 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p : } \begin{cases} p_{palier} = 10,22 \text{ KN/m}^2 \\ p_{paillasse} = 6,93 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 1,052 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0,452\% \quad ; \quad \begin{cases} \lambda_i = 4,65 \\ \lambda_v = 1,85 \end{cases} \quad ; \quad I_0 = 121084,8 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \begin{cases} E_v = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\sigma_{st}^g = 189,79 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 117,80 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 259,24 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul des  $\mu$**

$$\mu_g = 0,336 \quad ; \quad \mu_j = 0,131 \quad ; \quad \mu_p = 0,459$$

❖ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 52044 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 82759 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 42549 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 82031 \text{ cm}^4 \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} f_{gv} = 0,95 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0,19 \text{ mm} \\ f_{pi} = 0,83 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0,49 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1,1 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3,31}{500} = 6,62 \text{ mm} \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

On remarque que la flèche est très faible  $\Rightarrow$  une petite travée

### Schéma de ferrailage

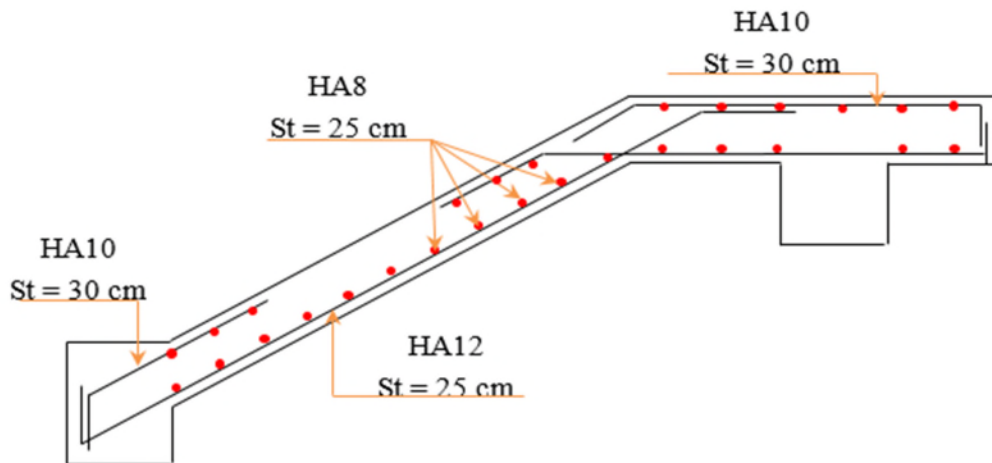


Figure 3.16. Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).

### 3.5.2. Etude de volée 2

La volée 2 sera calculée comme une console.

#### Les charges

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 7,72 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$P_m$ : Poids du garde corps en acier:  $\gamma = 1 \text{ KN/m}^2$

$$P_m = (\gamma \times b \times h_{\text{garde corps}})$$

$$P_m = (1 \times 1 \times 0,9) = 0,9 \text{ KN}$$

#### Combinaison de charges

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 14,172 \text{ KN/m} \\ P_m^u = 1,35 \times 0,9 = 1,215 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,22 \text{ KN/m} \\ P_m^s = 0,9 = 0,9 \text{ KN} \end{cases}$$

Par la méthode de RDM on trouve :

#### Calcul des moments à L'ELU et L'ELS

$$M_u = - \left[ \frac{14,17 \times 1,5^2}{2} + 1,22 \times 1,5 \right] = -17,77 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[ \frac{10,22 \times 1,5^2}{2} + 0,9 \times 1,5 \right] = -12,85 \text{ KN.m}$$

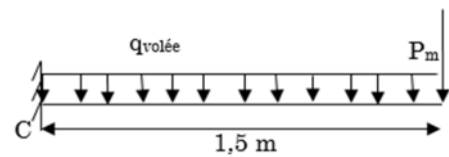


Figure 3.17. Schéma statique de la volée 2 d'étage courant.

**Calcul l'effort tranchant**

$$V_u = R_C^U = 14,172 \times 1,5 + 1,22 = 22,47 \text{KN}$$

$$V_s = R_C^S = 10,22 \times 1,5 + 0,9 = 16,23 \text{KN}$$

**3.1.2.12. Ferrailage****Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.27.**Ferrailage de volée 2.

Zone	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	-17,77	0,125	0,168	0,093	5,48	1,20	4HA14=6,16	25

**Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 25\text{cm}.$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0,225 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armateurs transversales.

**Espacement des armatures**

Armatures principales : S<sub>t</sub> = 25cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cm .....condition vérifiée.

Armatures secondaires: S<sub>t</sub> = 25cm ≤ min (4 e, 45cm) = 45cm.....condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS****Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

As = 6,16 cm<sup>2</sup>; M<sub>ser</sub> = 12,85 KN.m; y = 3,47 cm; I = 5332,7cm<sup>4</sup>.

$$\sigma_{bc} = \frac{12,85 \times 3,47}{5332,7} \times 10^3 = 8,37 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche**

1.  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,17}{1,45} = 0,117 > 0,05 \Rightarrow$  la condition vérifiée .
2.  $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,16}{100 \times 10} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée .

La 2<sup>ème</sup> condition de flèche n'est vérifiée donc sa nécessaire la vérification de la flèche.

### 3.1.2.13. Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j, p

**Sous g :**  $g_{\text{paillasse}} = 4,43 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow M_{st}^g = 6,334 \text{ KN.m}$

**Sous j :**  $j_{\text{paillasse}} = 3,63 + 1,87 = 5,50 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow M_{st}^j = 6,188 \text{ KN.m}$

**Sous p :**  $p_{\text{paillasse}} = 6,93 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow M_{st}^p = 9,146 \text{ KN.m}$

$$\rho = 0,616 \% \quad ; \quad \begin{cases} \lambda_i = 3,41 \\ \lambda_v = 1,36 \end{cases} \quad ; \quad I_0 = 15878,4 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \begin{cases} E_v = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul des $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st}^g = 116,28 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 113,6 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 167,92 \text{ MPa}$$

#### ❖ Calcul des $\mu$

$$\mu_g = 0,260 \quad ; \quad \mu_j = 0,250 \quad ; \quad \mu_p = 0,411$$

#### ❖ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 9261,8 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 9432,2 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 7276 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 13028 \text{ cm}^4 \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} f_{gv} = 2,553 \text{ mm} \\ f_{ji} = 1,137 \text{ mm} \\ f_{pi} = 2,179 \text{ mm} \\ f_{gi} = 1,185 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 2,41 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3,31}{500} = 6,62 \text{ mm} \dots \text{la flèche est vérifié}$$

#### Schéma de ferrailage

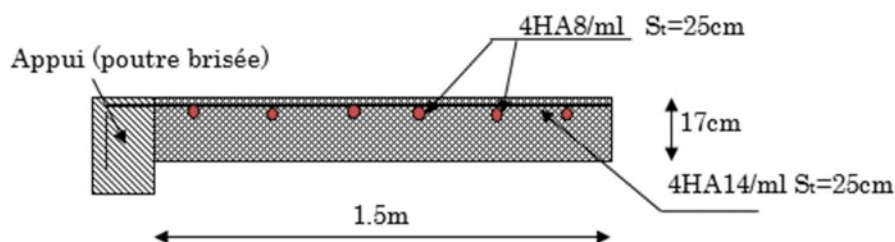


Figure 3.18. Schéma de ferrailage de la volée 2.

### 3.6. Etude de la poutre palière brisée

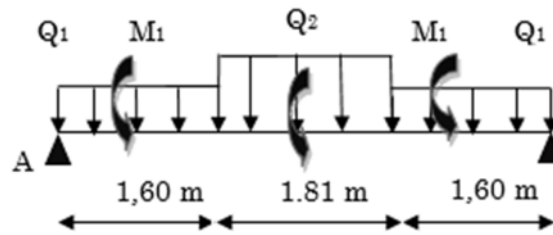


Figure 3.19. Schéma statique de la poutre brisée.

#### 3.6.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 33.40 \text{ cm} \leq h \leq 50.10 \text{ cm}$$

#### Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } h=40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

#### Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- ❖ **Son poids propre** :  $g_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/m}$  (partie horizontale)  
 $g_1 = 25 \times 0,40 \times 0,30 / \cos 34.22^\circ = 3.63 \text{ KN/m}$  (Partie inclinée)
- ❖ **Poids du mur** :  $P_m = G_{mur} \times (2 H_{étage} / 3 - h_{PP}) = 2,74 \times 0.67 = 1.83 \text{ KN/ml}$
- ❖ **Moment de torsion**  $M_{tor} = M_B \times l/2$  : provoqué par la flexion de la paillasse.
- ❖ **Charge transmise des paillasses 1 et 3** :  $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 10.79 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 7.73 \text{ KN/m} \end{cases}$
- ❖ **Charge transmise par la volée 2** :  $\begin{cases} ELU: R_{Cu} = 22.47 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Cs} = 16.23 \text{ KN/m} \end{cases}$

#### 3.6.2. Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple

- ❖ **Calcul des charges**

#### ELU

$$q_1 = 1,35(g_0 + P_m) + R_B^U = 17.32 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = 1,35(g_1 + P_m) + R_C^U = 29.85 \text{ KN/m}$$

**ELS**

$$q_1 = (g_0 + P_m) + R_{BS} = 12.57 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = (g_1 + P_m) + R_{CS} = 21.7 \text{ KN/m}$$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

❖ **Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée**

$$\text{ELU} : R_A^U = R_B^U = q_1^U \times 1,6 + q_2^U \times \frac{1,81}{2} = 54.73 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_A^S = R_B^S = q_1^S \times 1,6 + q_2^S \times \frac{1,81}{2} = 39.75 \text{ KN}$$

D'après le 2<sup>ème</sup> tronçon  $1,75 \text{ m} \leq x \leq 3.56 \text{ m}$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.5$$

On trouve :  $M_0^u(2.5) = 77.63 \text{ KN.m}$  ;  $M_0^s(2.5) = 56.4 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des moments**

**ELU**

$$\text{En travée} : M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 65.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_a^U = -0,5 M_0^U = -38.82 \text{ KN.m}$$

**ELS**

$$\text{En travée} : M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 47.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -28.2 \text{ KN.m}$$

### 3.6.3. Le ferrailage de la poutre brisée

Tableau 3.28. Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	65.99	0,107	0,142	0,36	1,38	5.29
Appui	38.82	0,063	0,082	0,37	1,38	3.04

#### 3.6.3.1. Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{53,30 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,31} = 0,57 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Armatures transversales

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_f - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,6 \text{ cm}^2; -0,25 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,6 \text{ cm}^2$$

### 3.6.3.2. Calcul à la torsion

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$  ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

$e$  : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis de la poutre brisée).}$$

$$\text{Avec : } M_{tor}^a = (2M_1 + M_2)/2 = 15,66 \text{ KN.m}$$

$M_1$ : le moment de torsion en appui provoque sur la poutre brisée est transmis par la volée (1ou3)

$M_2$ : le moment de torsion en appui provoque sur la poutre brisée est transmis par la volée(2)

$$M_{tor}^{max} = \frac{15,66 \times 5,01}{2} = 39,22 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{39,22 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4,48 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa. condition n'est pas vérifiée.}$$

### Remarque

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est :  $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$



En recalculer :  $e$  et  $\Omega$ .

$$e = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (45 - 6.67) \times (40 - 6.67) = 1277.54 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{44.51 \times 10^{-3}}{2 \times 1277.54 \times 10^{-4} \times 6.67 \times 10^{-2}} = 2.61 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{54.73 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.43} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{2.61^2 + 0.32^2} = 2.63 \text{ MPa} .$$

### 3.6.3.3. Vérification de La contrainte de cisaillement

$$\tau_u = 2.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

### 3.6.3.4. Le ferrailage

#### ❖ Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{ périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [b + h] = 170 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{44.51 \times 10^{-3} \times 1.7 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.127754} = 8.51 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Armatures transversales

On opte  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $St = 10 \text{ cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0.75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

#### ❖ Condition de non fragilité : sachant que $b=40 \text{ cm}$ , $d=43 \text{ cm}$ .

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.08 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{cal}} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 3.6.3.5. Ferrailage final de la poutre brisée

En travée :

$$A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 5.29 + 8.51 / 2 = 9.54 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 10.65 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 3.04 + 8.51 / 2 = 7.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature transversales** :  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,6 + 0,75 = 1,35 \text{ cm}^2$

Soit  $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre + un étrier).

❖ **Vérifications à l'ELS**

**Tableau 3.29.** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.

Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)
En travée	47.94	20.38	259158	3.77	15
En appuis	28.2	22.97	320209	2,02	15

### 3.6.4. Vérification de la flèche

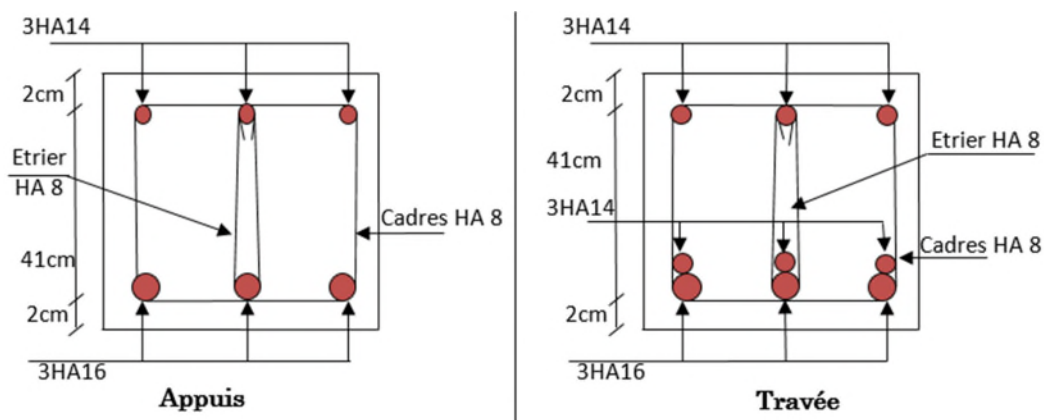
1.  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{501} = 0,116 > 0,085 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

2.  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{10.65}{40 \times 43} = 0,006 < 0,0105 \Rightarrow$  la condition est vérifiée

3.  $L=5.01\text{m} < 8\text{m}$  la condition est vérifiée.

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

### 3.6.3.6. Schéma de ferrailage



**Figure 3.20.** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### 3.7. Etude de la poutre de chaînage

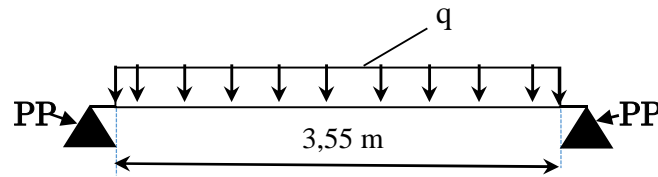


Figure 3.21. Schéma statique de la poutre de chaînage.

#### 3.7.1. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à  $2/3$  de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour  $1/2$  de largeur du potrelle ( $0,65/2$ ) du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

##### ❖ Condition de la flèche

$$l_{\max} = 4.15 - 0.60 = 3.55 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow h \leq 36 \text{ cm}$$

Donc, on prend :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

#### 3.7.2. Calcul des sollicitations

La poutre est soumise aux charges suivantes :

$$G_p : \text{Poids propre } G_p = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$G_m : \text{Poids du mur } G_{mur} = 2.74 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{plancher}} : \text{Poids du plancher } G_{\text{plancher}} = 5.28 \times 0.65/2 = 1.72 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{cc} = 1.5 \times 0.65/2 = 0.49 \text{ kn/ml}$$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times (2.625 + 2.74 + 1.72) + 1.5 \times (0.49) = 10.30 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (2.625 + 2.74 + 1.72) + 0.49 = 7.58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moments isostatiques} \begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 16,23 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 11,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée} \quad \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 13,80 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 10,149 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,4 M_0 \quad \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -6,49 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -4,776 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 3.7.3. Ferrailage à l'ELU

Tableau 3.30. Moments et ferrillages correspondant.

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	13,80	A	0,046	0,059	0,176	2,26	1,41	2HA12 = 2,36
Appui	- 6,49		0,141	0,191	0,166	1,12	1,41	2HA10 = 1,57

#### 3.7.3.1. Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 28,81 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

#### ❖ Armatures transversales

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  puis on calcule  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

#### 3.7.3.2. Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi-portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau 3.31. Vérification des contraintes.

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	10,149	3,92	8323	54,78 ≤ 15
En appui	4,776	4,40	10391	2,02 ≤ 15

3.7.3.3. Vérification de la flèche

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} > 34.42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2,36 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

3)  $L = 3,55 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Les conditions sont observées, donc on ne doit pas vérifier la flèche à l'ELS

3.7.4. Schémas de ferrailage

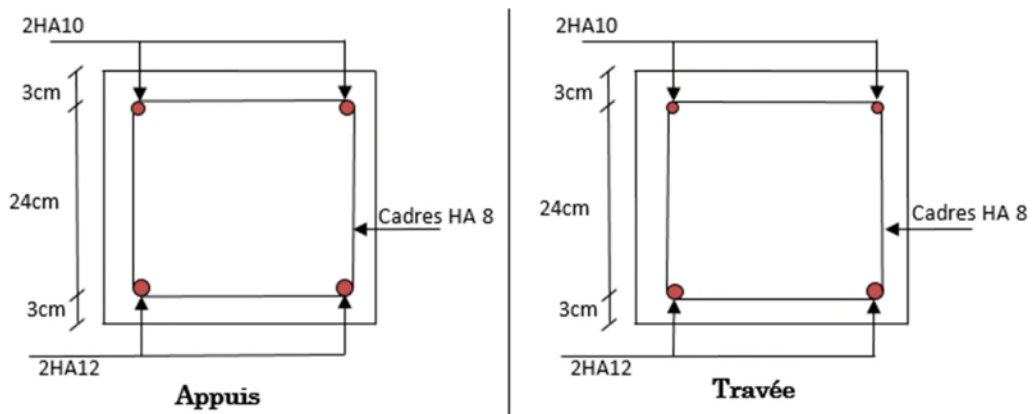


Figure 3.22.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

# Chapitre 4 Modélisation 3D de la structure et étude sismique

## 4.1. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de neuf niveaux (3 Entresols + RDC + 5 étages), destiné à usage multiple.

Pour rappel, le système de contreventement qu'on a privilégié pour la structure est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

## 4.2. Modélisation

La modélisation numérique de la structure (les 3 Entre-sol compris) est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS 2016, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « frame » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « Shell » sont utilisés pour la modélisation des planchers (corps creux et dalles pleines), les voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques) ainsi que escaliers (volée+palier) et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragm » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

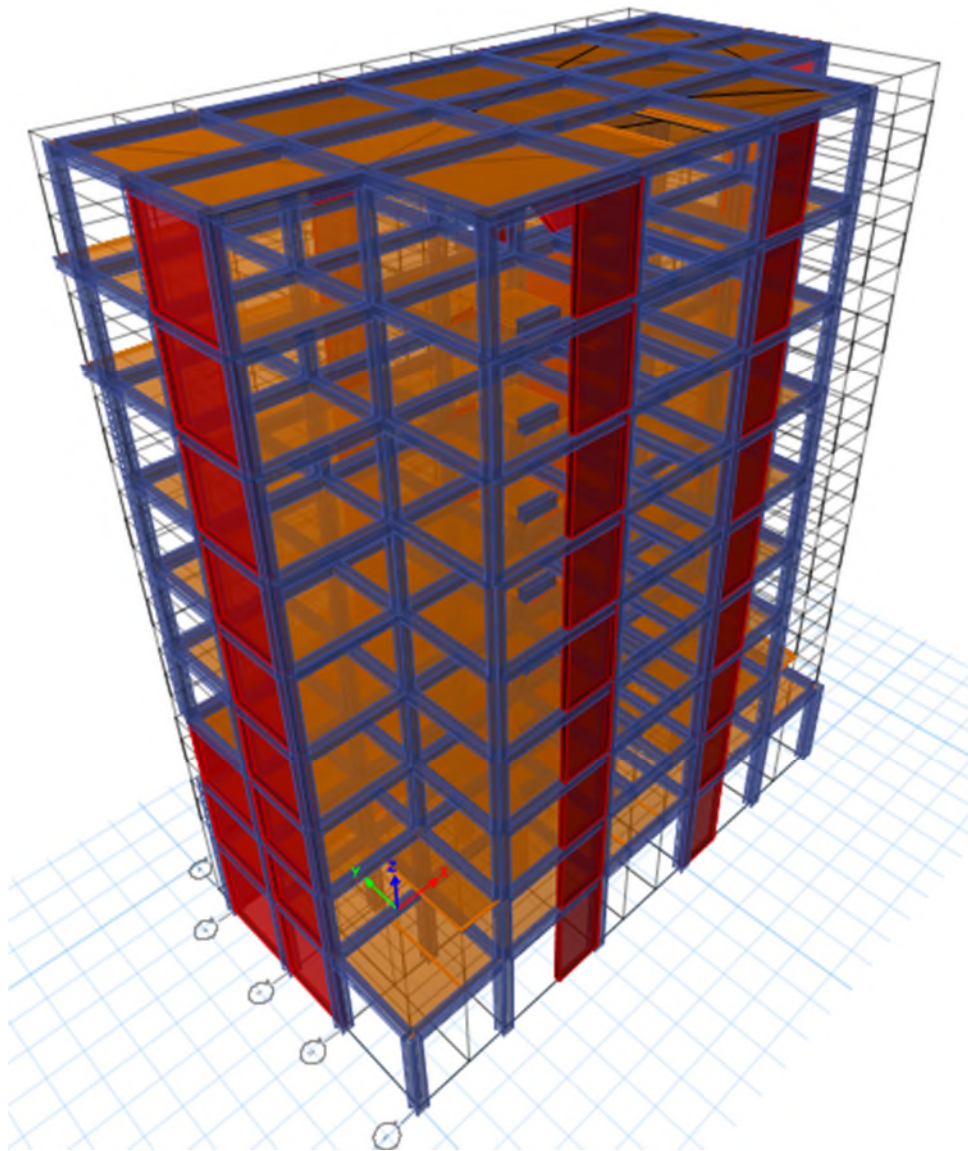
Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Shell load - Uniform load sets), et le chargement sismique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{xdyn}$  et  $V_{ydn}$ ).

Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003).

- $m = m_G + \beta m_Q$  (Relation 4.5) ;
- $m_G$  : masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris) ;
- $m_Q$  : masse dû aux charges d'exploitations : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, égal à 0.2 dans notre cas (tableau 4.5).

Les effets de la torsion accidentelle, sont pris en charge dans le modèle 3D, par l'application d'une excentricité additionnelle dans chaque plancher de l'ordre de  $\pm 0.05 L$  ( $L$  : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) lors de l'application l'action sismique (réponse spectrale).

La poussé des terres sur les voiles de soutènements est prise en compte sous forme de charge triangulaire appliqué directement sur les voiles de soutènements (shell load-non uniform).



**Figure 4.1.**Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016.

### 4.3. Méthode de calcul des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2.

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

Par la méthode dynamique spectrale, 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.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V200 est défini par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période propre ;



$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques accoïsées à la catégorie du site ;

$Q$  : Facteur de qualité.

$R$  : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (**tableau 4.3 du RPA99/2003**) ;

#### 4.4. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique).

On a abouti à la disposition suivante :

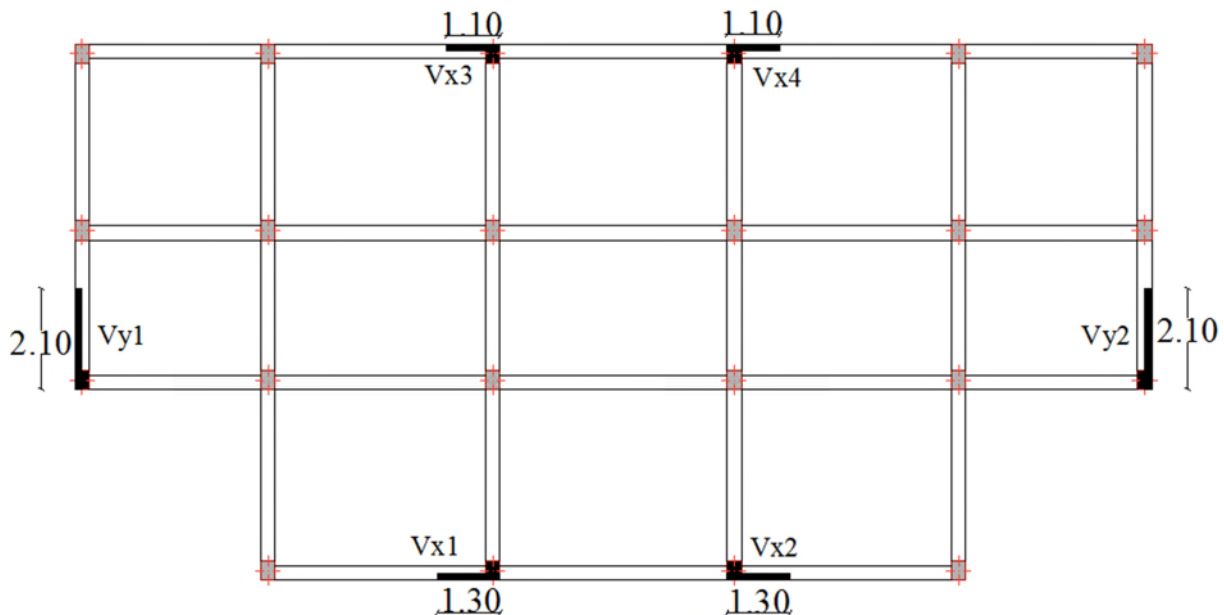


Figure 4.2. Disposition des voiles.

#### 4.5. Justification des prescriptions du RPA99/version2003

##### 4.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4 du **RPA**, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.1. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(% de la Masse modale)			(% Cumulé de la masse modale)		
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Autour Z (UZ)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Autour Z (UZ)
1	0,687	0,01	52,18	0,0001525	0,01	52,18	0,0001525
2	0,653	51,09	0,01	0,08	51,1	52,19	0,08
3	0,532	0,05	0	47,58	51,16	52,19	47,66
4	0,21	9,44	0,003133	0,07	60,6	52,19	47,73
5	0,198	0,00197	14,72	0	60,6	66,91	47,73
6	0,142	1,23	0,0001769	14,1	61,83	66,91	61,83
7	0,113	6,62	0,004	0,11	68,45	66,92	61,94
8	0,106	0,01	16,15	0,0002063	68,46	83,07	61,94
9	0,082	8,54	0,004972	6,74	77	83,07	68,68
10	0,07	0,0009142	9,05	0,01	77	92,12	68,7
11	0,064	1,34	0,01	5,49	78,34	92,13	74,18
12	0,055	7,99	0,002734	0,01	86,33	92,13	74,19
13	0,047	0,0004453	2,5	0,01	86,33	94,63	74,2
14	0,043	2,59	0,003715	10,47	88,92	94,63	84,68
15	0,039	6,64	0,002945	4,26	95,56	94,64	88,94

Tableau 4.2. Facteurs de direction modale.

Mode	Period sec	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0,687	0	100	0
2	0,653	99,9	0	0
3	0,532	0,3	0	99,7
4	0,21	99,4	0	0,5
5	0,198	0	100	0
6	0,142	7,7	0	92,3
7	0,113	92,3	0	7,7
8	0,106	0	100	0
9	0,082	54,5	0	45,5
10	0,07	0,1	99,9	0,1
11	0,064	65,8	0,1	34,1
12	0,055	50,6	0	49,4
13	0,047	0,1	99,8	0,1
14	0,043	53	0,1	46,9
15	0,039	69,1	0,1	30,8

Ces résultats montrent que :

- ❖ Le premier mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 51.56% dans cette direction.
- ❖ Le deuxième mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 50.53% dans cette direction.
- ❖ Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z.
- ❖ La condition du **RPA99 (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 10<sup>ème</sup> mode dans la direction Y et au 12<sup>ème</sup> mode dans la direction X.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

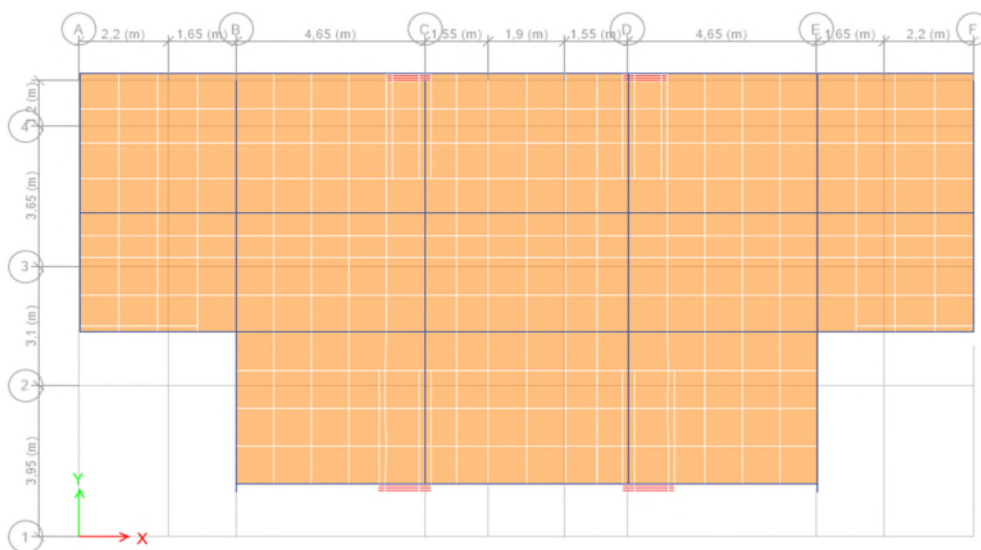


Figure 4.3. 1<sup>er</sup> mode de vibration T= 0.69 s.

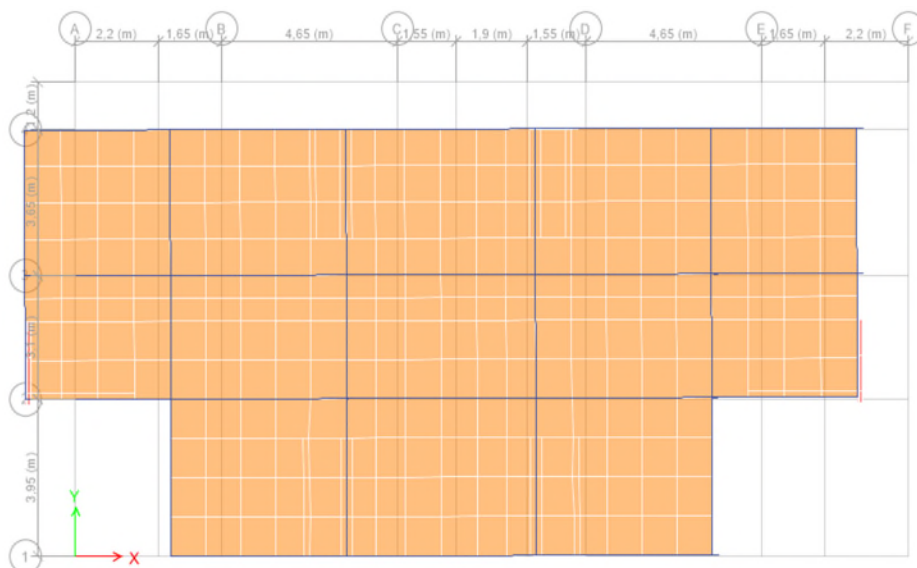


Figure 4.4. 2<sup>ème</sup> mode de vibration T= 0.65 s.

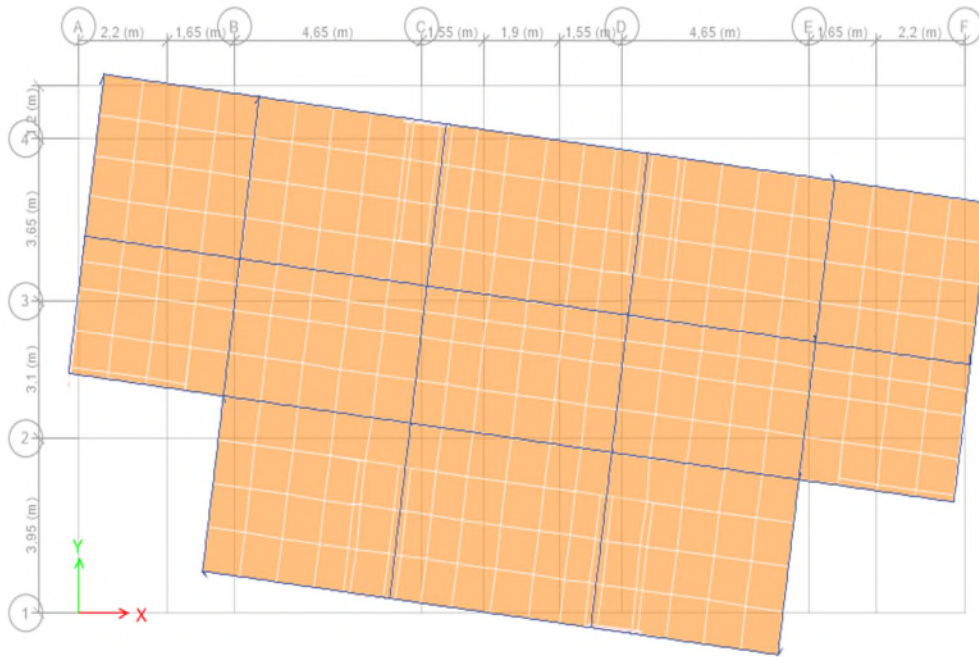


Figure 4.5. 3<sup>ème</sup> mode de vibration T= 0.53 s.

#### 4.5.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_{dyn} < 0,8V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $0,8V_{st}/V_{dyn}$ .

La force sismique  $V_{st}$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

**Tableau 4.3.** Valeurs des pénalités Pq.

N°	« Critère q »	Observé		Pénalités	
		X	Y	X	Y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	non	0	0,05
02	Redondance en plan	oui	oui	0	0
03	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
04	Régularité en élévation	Non	Non	0,05	0,05
05	Contrôle de qualité des matériaux	oui	oui	0	0
06	Contrôles d'exécution	oui	oui	0	0

Donc : 
$$\begin{cases} Q_x = 1,10 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$$

La valeur de W est une fraction des charges d'exploitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$w_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est  $\beta = 0.20$ .

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS 2016 la valeur trouvé est :  $W = 18543,684 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$\ast D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$\ast \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$

$\xi$ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

Pour une construction mixte on peut prendre  $\xi = 10\%$

D'où,  $\eta = 0,764$

$T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de l'étude géotechnique, le site d'implantation **peut** être classé dans la catégorie **S1**. Toutefois, pour des raisons d'incertitude sur la fiabilité de la conclusion du rapport de l'étude géotechnique nous considérerons un site de catégorie **S2** qui est plus défavorable (conformément à l'article 3.3.2. du RPA99 « classement du site selon la disponibilité des essais »).

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

$T$  : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 28.56 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T=0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$L$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 22,30 \text{ m} \\ L_y = 11,10 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,62 \text{ s}, 0,54 \text{ s}) \\ T_y = \min(0,62 \text{ s}, 0,77 \text{ s}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,54 \text{ s} \\ T_y = 0,62 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,67 \\ D_y = 1,52 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{xst} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x \cdot W}{R} = \frac{0,15 \times 1,67 \times 1,1}{5} \times 18365,3021 = 1150,13 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y \cdot W}{R} = \frac{0,15 \times 1,52 \times 1,15}{5} \times 18365,3021 = 1088,70 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{xst} = 1150,13 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1088,70 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour le calcul de  $V_{dyn}$  nous avons utilisé les 02 spectres ci-après :

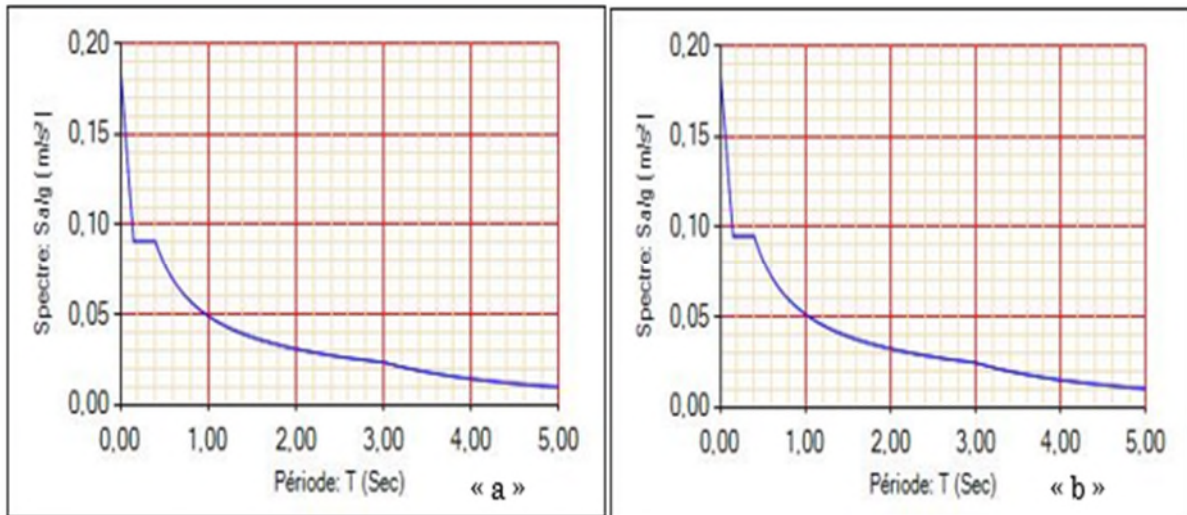


Figure 4.6. Spectre de réponse ("a" sens X "b" sens Y).

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 4.4. Vérification de la résultante des forces sismique.

Sens	D	Q	$V_{dyn}$ KN	$V_{st}$ KN	$0,8 \times V_{st}$	Remarque	Observation
X-X	1,67	1,1	778,815	1168,04	934,432	$V_{dyn} < 0,8V_{st}$	Non Vérifiée
Y-Y	1,52	1,15	786,4335	1105,65	884,52	$V_{dyn} < 0,8V_{st}$	Non Vérifiée

D'après le tableau 4.3  $V_{dyn} < 0,8V_{st}$  dans les deux directions, alors on doit majorer les réponses obtenue à partir de la méthode modale spectrale de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ , comme suit :

$$\begin{cases} \text{Sens X : } 0,8 * \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1,20 \\ \text{Sens Y : } 0,8 * \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1,12 \end{cases}$$

#### 4.5.3. Justification de l'interaction voiles portiques

L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.
- ❖ Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**a) Sous charges horizontales**

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous

**Tableau 4.5.** Résultats de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Charge reprise(KN)				Pourcentage reprise(%)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
E.Sol 3	80,0827	185,9104	859,4679	107,6559	08,52	63,33	91,48	36,67
E.Sol 2	183,5887	239,0164	698,6382	84,3355	20,81	73,92	79,19	26,08
E.Sol 1	322,9328	273,0489	1116,861	150,0873	22,43	64,53	77,57	35,47
RDC	507,1691	309,3395	181,9272	190,0599	73,60	61,94	26,40	38,06
01	474,4141	298,6453	124,5881	263,8966	79,20	53,09	20,80	46,91
02	442,9876	309,3395	90,3176	190,0599	83,06	61,94	16,94	38,06
03	352,0507	273,0489	96,4981	150,0873	78,49	64,53	21,51	35,47
04	278,6084	239,0164	61,0344	84,3355	82,03	73,92	17,97	26,08
05	199,6015	185,9104	60,7622	107,6559	76,66	63,33	23,34	36,67

**a) Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$$

**RPA99/2003(Art 4.a)**

b) 
$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$$

c)

Les résultats obtenus à partir du logiciel ETABS 2016 sont illustrés dans le tableau ci-dessous :



Tableau 4.6. Résultats de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E.Sol 3	12979,7	6896,32	65,30	34,70
E.Sol 2	11148,8	5944,99	65,22	34,78
E.Sol 1	9776,63	4804,73	67,05	32,95
RDC	10492,4	1896,06	84,69	15,31
01	8558,68	1667,81	83,69	16,31
02	6761,94	1349,04	83,37	16,63
03	4965,51	1056,66	82,45	17,55
04	3151,03	699,438	81,83	18,17
05	1512,27	289,026	83,95	16,05

D'après les deux tableaux on constate que l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale) n'est satisfaite qu'à partir du niveau RDC et ce en raison de la présence des voiles de soutènement au niveau des entresols.

Si on considère que la partie inférieure de la structure (entresols) constitue un support indéformable pour la partie supérieure, on peut alors opter pour deux valeurs différentes du coefficient de comportement<sup>1</sup>. Ceci peut être motivé par le fait que la partie inférieure est beaucoup plus rigide que la partie supérieure dans les deux directions de l'application de l'action sismique.

A cet effet, pour le calcul des éléments dans le chapitre 5 suivant nous allons considérer deux coefficients de comportement différents comme suit :

- R= 5 pour les éléments du RDC jusqu'au 5<sup>ème</sup> étage
- R=3,5 pour les éléments des entresols

#### 4.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\gamma = N_d / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tel que :

$N_d$  : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles (sismiques).

<sup>1</sup> Wolfgan Jalil et Alan Jalil « Conception et analyse sismique du bâtiment », collection EUROCODE, © Afnor et Groupe Eyrolles, 2014.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : la résistance caractéristique du béton.

Tableau 4.7. Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	Combinaison	$\gamma$	Observation
E.Sol 3	45x45	1556,0692	G+Q-EX	0,300	Vérifié
E.Sol 2	40x45	1345,7266	G+Q-EX	0,299	Vérifié
E sol 1 et RDC	40x40	1191,6344	G+Q-EX	0,298	Vérifié
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	35x40	863,6112	G+Q-EX	0,247	Vérifié
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	35x35	464,9108	G+Q+EX	0,152	Vérifié
5 <sup>eme</sup>	30x35	161,9116	G+Q+EX	0,062	Vérifié

**Remarque :** On a dû augmenter les sections des poteaux lors de la vérification de l'effort normal réduit.

#### 4.5.5. Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA 99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement dynamique ( $R=5$ ).

$h_k$  : étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.8. Vérification des déplacements.

Niveau	$h_k$ (m)	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)	$\Delta_k/h_k$ (%)
05	3,06	1,13	5,67	5,01	0,67	0,2124	1,18	5,90	5,02	0,88	0,2941
04	3,06	1,00	5,01	4,17	0,84	0,2778	1,00	5,02	4,07	0,94	0,3105
03	3,06	0,83	4,17	3,16	1,01	0,3268	0,81	4,07	3,04	1,03	0,3268
02	3,06	0,63	3,16	2,05	1,11	0,3595	0,61	3,04	1,97	1,07	0,3595
01	3,06	0,41	2,05	0,91	1,13	0,3758	0,39	1,97	0,99	0,98	0,3105
RDC	3,06	0,18	0,91	0,20	0,72	0,2288	0,20	0,99	0,35	0,64	0,2124
E.Sol 1	3,06	0,04	0,19	0,11	0,08	0,0327	0,07	0,35	0,20	0,16	0,049
E.Sol 2	3,06	0,02	0,11	0,05	0,06	0,0163	0,04	0,19	0,08	0,11	0,0327
E.Sol 3	4,08	0,01	0,05	0	0,05	0,0123	0,02	0,08	0	0,08	0,0245

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### 4.5.6. Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ (Art5.9) RPA99

Les effets du 2<sup>ième</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{Article(5.9)}$$

Tel que :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_k$ : Hauteur de l'étage "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i: \text{ Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

- ❖ Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- ❖ Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.9.** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
Commerce	4,08	2771,23	0,05	936,93	0,0004	0,08	883,19	0,0006
E.Sol 2	3,06	2224,62	0,06	855,39	0,0005	0,11	818,92	0,0010
E.Sol 1	3,06	2057,59	0,08	779,86	0,0007	0,16	747,58	0,0014
RDC	3,06	1861,87	0,72	744,55	0,0059	0,64	691,51	0,0056
01	3,06	1816,09	1,13	698,85	0,0096	0,98	639,90	0,0091
02	3,06	1802,33	1,11	624,41	0,0105	1,07	576,83	0,0109
03	3,06	1848,19	1,01	525,14	0,0116	1,03	490,17	0,0127
04	3,06	1804,15	0,84	391,87	0,0126	0,94	372,66	0,0149
05	3,06	1800,64	0,67	240,21	0,0164	0,88	256,07	0,0154

On voit bien que la condition  $\theta < 0.1$  est largement satisfaite, donc l'effet  $P-\Delta$  n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

#### 4.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et après justification de toutes les vérifications des règles parasismique algériennes (**RPA99/2003**)

On a dû augmentée les sections des poteaux lors de la vérification de l'effort normal réduit.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau 4.10.**Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	commerce	E. S 2	E.S 1	RDC	01	02	03	04	05
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	45*45	45*40	40*40		40*35		35*35		35*30
Voiles (cm)	20	15							
P.P (cm <sup>2</sup> )	35*30								
P.S (cm <sup>2</sup> )	30*30								

# Chapitre 5 Ferrailage des éléments structuraux

## 5.1. Introduction

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voile. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2016.

## 5.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant, ils sont donc calculés en **flexion bi-axiale composée**, les combinaisons de calcul considérées pour la détermination des sollicitations (N, My, Mz) dans les poteaux sont :

$$\text{ELU : } \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA et aussi aux prescriptions du RPA données ci-après :

### a) Les armatures longitudinales

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ❖  $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- ❖  $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- ❖  $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone recouvrement).
- ❖  $\emptyset_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- ❖ La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\emptyset$  en zone IIa.
- ❖ La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIA).

- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- ❖ La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .
- ❖  $l' = 2h$
- ❖  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$ .

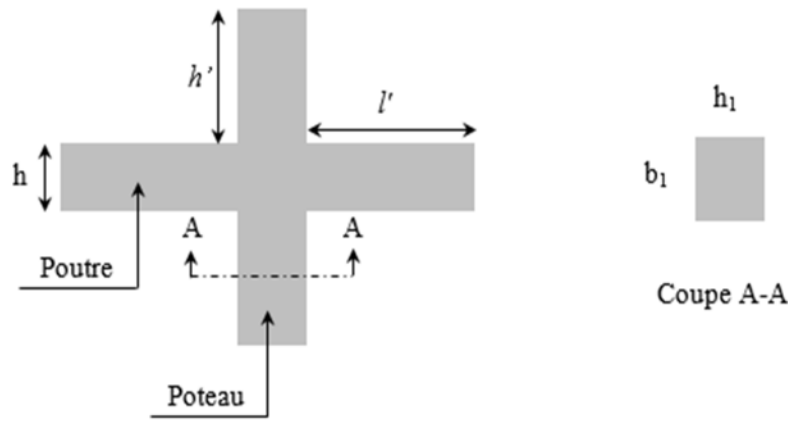


Figure 5.1.Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernant notre ouvrage sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
E. sol 3	45x45	16,2	81	121,5
E. sol 2	40x45	14,4	72	108
E. sol 1+RDC	40x40	12,8	64	96
1 <sup>er</sup> +2 <sup>eme</sup>	35x40	11,2	56	84
3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	35x35	9,8	49	73,5
5 <sup>eme</sup>	30x35	8,4	42	63

**b) Les armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux doivent satisfaire la relation suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élanement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec  $a$  et  $b$  : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_t^{min}, 15cm)$  (en zone IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_t^{min}$  (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale  $A_t/t \cdot b_1$  en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\%(t \times b) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\%(t \times b) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimums.

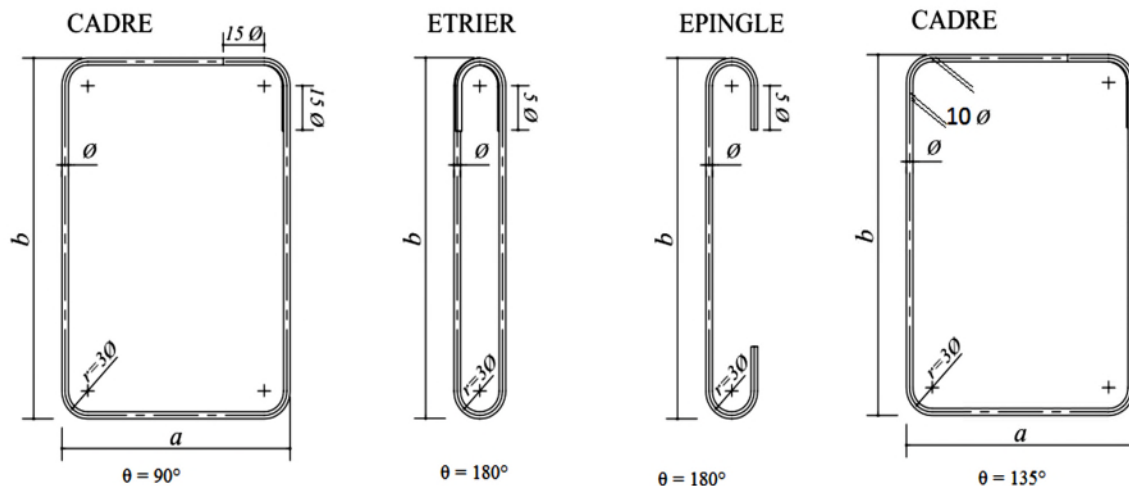


Figure 5.2. Les différents types des cadres et épingles.

### 5.2.1. Calcul du ferrailage longitudinale

Les ferrailages les plus défavorables obtenus pour chaque niveau par calcul à la flexion bi-axiale composée sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.2.** Armatures longitudinales calculés.

Niveau	$N_{max}$ (KN)	$M_z$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)	Combainisons	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )
E. sol 3	1817,4755	40,1275	-2,3718	1,35G+1,5Q	5,26
E. sol 2	1534,7046	-33,7294	1,7755	1,35G+1,5Q	4,5
E. sol 1	1322,2207	28,082	-4,1826	1,35G+1,5Q	3,84
RDC	-70,2487	-12,2498	-42,2568	0,8G+EY	12,64
1 <sup>er</sup>	-48,4981	-14,4455	-38,3064	0,8G+EY	11,48
2 <sup>eme</sup>	-17,9163	-16,7837	-42,3905	0,8G+EY	11,48
3 <sup>éme</sup>	217,2151	60,6129	-26,4536	0,8G+EX	10,17
4 <sup>eme</sup>	168,8045	50,8843	-22,0446	0,8G+EX	9,31
5 <sup>eme</sup>	28,9888	27,9248	-24,613	G+Q+EY	8,4

Les ferrailages à retenir sont le max entre les armatures minimales exigés par le RPA et celles calculées. Ainsi les armatures adoptées pour chaque niveau sont résumés dans le tableau 5. 3.

**Tableau 5.3.** Armatures calculées et adoptés dans les poteaux.

Niveau	Section	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
E. sol 3	45x45	5,26	16,2	18,47	12HA14
E. sol 2	40x45	4,5	14,4	18,47	12HA14
E. sol 1	40x40	3,84	12,8	16,84	8HA14+4HA12
RDC	40x40	12,64	12,8	16,84	8HA14+4HA12
1 <sup>er</sup>	35x40	11,48	11,2	16,84	8HA14+4HA12
2 <sup>eme</sup>	35x40	11,48	11,2	16,84	8HA14+4HA12
3 <sup>éme</sup>	35x35	10,17	9,8	15,21	4HA14+8HA12
4 <sup>eme</sup>	35x35	9,31	9,8	13,57	12HA12
5 <sup>eme</sup>	30x35	8,4	8,4	13,57	12HA12

#### 5.2.1.1. Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC:

##### Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu nuisible ( $e = 5$  cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Données :

Soit :  $b = 40$  cm ;  $h = 40$  cm ;  $d = 35$  cm ;

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$



**Calcul de  $A_1$  et  $A_1'$  :**

$$N = -70,25 \text{ KN} \quad ; \quad M_z = -12,25 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots (0,8G + E_y)$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,17 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,20$$

$\Rightarrow$  le centre est à l'intérieur de la section

$N$  est un effort de traction et le centre est à l'intérieur de la section du béton, donc :

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_s 10(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u e_1}{f_s 10(d - d')}$$

AN :

$$e_1 = \left(\frac{0,4}{2} - 0,025\right) + 0,17 = 0,345 \text{ m} ; \quad e_2 = (0,375 - 0,025) - 0,345 = 0,005 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{-70,25 \times (-0,005) \times 10^{-3}}{400(0,375 - 0,025)} = 0,025 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{-70,25 \times 0,345 \times 10^{-3}}{400(0,375 - 0,025)} = -1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 0,4 \times 2,1}{400} = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_1 = A_1' = 8,40 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $A_2$  et  $A_2'$  :**

$$N = -70,25 \text{ KN} \quad ; \quad M_y = -42,26 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots (0,8G + E_y)$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,6 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,20$$

$\Rightarrow$  le centre est en dehors de la section

$N$  est un effort de traction et le centre est en dehors de la section du béton.

Donc la section est partiellement tendue.

$$M_{ua} = N e_A = M + N \left(d - \frac{h}{2}\right) = 29,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{29,97 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,4 \times 0,375^2} = 0,029$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad ; \quad A_2' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,037 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,370 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_2 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 2,33 \text{ cm}^2$$

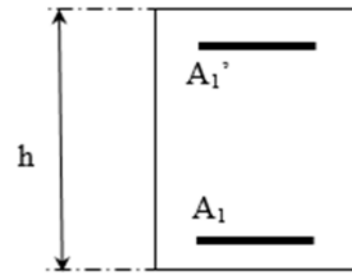


Figure 5.3. Section d'un poteau sous  $M_z$ .

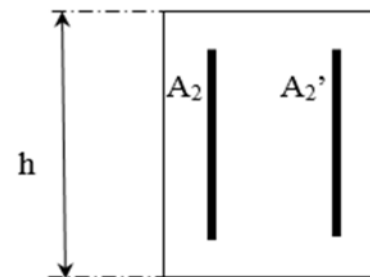


Figure 5.4. Section d'un poteau sous  $M_y$ .

On revient à la flexion composée

$$A = 2,31 - \left(\frac{-70,25}{400}\right) = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,4 \times 0,35 \times 2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Totale}} = 12,14 \text{ cm}^2$$

### 5.2.1.1. Calcul Ferrailage transversale

#### ❖ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de galerie commerciale (45×45):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0,7 \times 3,88}{0,45} = 6,04 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$D'où : A_t = \frac{2,5 \times 8,992 \times 10^{-3} \times 15}{45 \times 400} \times 10^4 = 0,18 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10 \phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

#### ❖ La quantité d'armature minimale

On a  $\lambda_g \geq 5$

- Dans la zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,3\% (t \times b) = 0,3\% (10 \times 45) = 1,35 \text{ cm}^2$
- Dans la zone courante :  $A_t^{\min} = 0,3\% (t \times b) = 0,3\% (15 \times 45) = 2,03 \text{ cm}^2$

Donc : on opte pour 3 cadre **HA8=3,92 cm<sup>2</sup>**

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.4.** Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	E. sol 3	E. sol 2	E. sol 1	RDC	1 <sup>er</sup> +2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> +4 <sup>e</sup> me	5 <sup>eme</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	45x45	40x45	40x40	40x40	35x40	35x35	30x35
$\phi_l^{\max}$ (cm)	1,4	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1,4	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
$l_f$ (cm)	271,6	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2

$\lambda_g$	6,04	5,005	5,005	5,005	5,72	5,72	6,67
$V_u$ (KN)	8,992	72,074	49,246	41,003	35,235	34,573	24,011
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$\rho$	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$A_t^{calc}$ (cm <sup>2</sup> )	0,18	1,5	1,15	0,96	0,83	0,93	0,75
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) z.nod	1,35	1,2	1,2	1,2	1,05	1,05	0,9
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) z.cour	2,03	1,8	1,8	1,8	1,58	1,58	1,35
$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA8 = 3,92	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

## 5.2.2. Vérifications à faire

### 5.2.2.1. Vérification au flambement

Selon le **CBA99 (Art B.8.2.1)** les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. Donc on doit vérifier que :

$$N_u \leq N_d = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b = 1,5$ ,  $\gamma_s = 1,15$  (Situation durable).

$\gamma_b = 1,15$ ,  $\gamma_s = 1$  (Situation accidentelle).

$\alpha$  : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élanement  $\lambda$  :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 35$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 35 < \lambda \leq 50$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau le plus sollicité situé au niveau du Entre sol 3, avec  $l_0=3,88$  et  $N_u=1817,4755$  KN

$l_f = 0,7 l_0 = 2,716m$ . (Longueur de flambement).

$i = 0,13m$  (rayon de giration).

$\lambda = 20,91 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.793$

$Br = (45 \cdot 2) \times (45 \cdot 2) = 1849 \text{ cm}^2$  (section réduite).

$$N_d = 0,793 \left[ \frac{0,1849 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{18,47 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right] = 3,22 \text{ MN}$$

$N_u = 1,817 \text{ MN} < N_d = 3,22 \text{ MN} \rightarrow$  Pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les résultats de calculs pour l'ensemble des poteaux :

**Tableau 5.5.** Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Br m <sup>2</sup>	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obser
E. sol 3	45x45	3,88	2,716	20,91	0,793	18,47	0,1849	1,817	3,22	Vérifier
E. sol 2	40x45	2,86	2,002	17,338	0,810	18,47	0,1634	1,535	2,97	Vérifier
E. sol 1	40x40	2,86	2,002	17,338	0,810	16,84	0,1444	1,322	2,64	Vérifier
RDC	40x40	2,86	2,002	17,338	0,810	16,84	0,1444	0,07	3,37	Vérifier
1 <sup>er</sup>	35x40	2,86	2,002	19,815	0,799	16,84	0,1254	0,048	2,96	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	35x40	2,86	2,002	19,815	0,799	16,84	0,1254	0,018	2,96	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	35x35	2,86	2,002	19,815	0,799	16,84	0,1089	0,217	2,64	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	35x35	2,86	2,002	19,815	0,799	13,57	0,1089	0,169	2,54	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	30x35	2,86	2,002	23,117	0,782	13,57	0,0924	0,029	2,17	Vérifier

D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement.

### 5.2.2.2. Vérification des contraintes

Etant donné que la fissuration est peu nuisible alors la vérification se fera seulement pour la contrainte de compression dans le béton, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre inférieur}).$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre supérieur}).$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  (Section homogène).

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V ;$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A' (V - d')^2 + 15 \times A (d - V)^2 ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} ;$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.6.** Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (MN)	M <sub>ser</sub> (MN.m)	M <sub>serG</sub> (MN.m)	σ <sub>bc1</sub> (MPa)	σ <sub>bc2</sub> (MPa)
E. sol 3	45x45	42,5	18,47	24,91	20,09	0,0044	1,352	0,0016	0,034	2,22	-0,88
E. sol 2	40x45	42,5	18,47	25,17	19,83	0,0040	1,136	0,0020	0,032	2,22	-0,95
E. sol 1	40x40	37,5	16,84	22,39	17,61	0,0028	0,969	0,0019	0,025	2,18	-0,97
RDC	40x40	37,5	16,84	22,39	17,61	0,0028	0,827	0,0021	0,022	1,90	-0,87
1 <sup>er</sup>	35x40	37,5	16,84	22,67	17,33	0,0025	0,689	0,0020	0,020	1,88	-0,89
2 <sup>eme</sup>	35x40	37,5	16,84	25,36	14,64	0,0026	0,551	0,0023	0,032	2,19	-1,41
3 <sup>éme</sup>	35x35	32,5	16,84	20,06	14,94	0,0017	0,412	0,0019	0,012	1,39	-0,72
4 <sup>éme</sup>	35x35	32,5	13,57	19,64	15,36	0,0016	0,276	0,0022	0,008	0,99	-0,54
5 <sup>eme</sup>	30x35	32,5	13,57	19,94	15,06	0,0011	0,155	0,0029	0,0067	1,06	-0,77

### 5.2.2.3. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le **RPA/2003 (Art 7.4.3.2)** la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$  Telle que :

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{et } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 5.7.** Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	lf (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs
E. sol 3	45x45	2,716	6,04	0,075	42,5	8,992	0,211	1,875	Vérifier
E. sol 2	40x45	2,002	5,005	0,075	42,5	72,074	1,696	1,875	Vérifier
E. sol 1	40x40	2,002	5,005	0,075	37,5	49,246	1,313	1,875	Vérifier
RDC	40x40	2,002	5,005	0,075	37,5	41,003	1,093	1,875	Vérifier
1 <sup>er</sup> +2 <sup>eme</sup>	35x40	2,002	5,72	0,075	37,5	35,235	0,940	1,875	Vérifier
3 <sup>éme</sup> +4 <sup>eme</sup>	35x35	2,002	5,72	0,075	32,5	34,573	1,064	1,875	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	30x35	2,002	6,67	0,075	32,5	24,011	0,739	1,875	Vérifier

### 5.2.2.4. Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$ .

Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 \times \phi$  ;

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ .

On adopte :  $l_r = 70 \text{ cm}$  ;  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ .

On adopte :  $l_r = 60 \text{ cm}$  ;  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ .

On adopte :  $l_r = 50\text{cm}$ .

### 5.2.3. Détermination de la zone nodale (zone critique)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La longueur à prendre pour chaque barre est :

Donnée comme suite:  $h' = \max(h_e/6 ; h_1 ; b_1 ; 60\text{ cm}) ; L'=2h$

Avec :

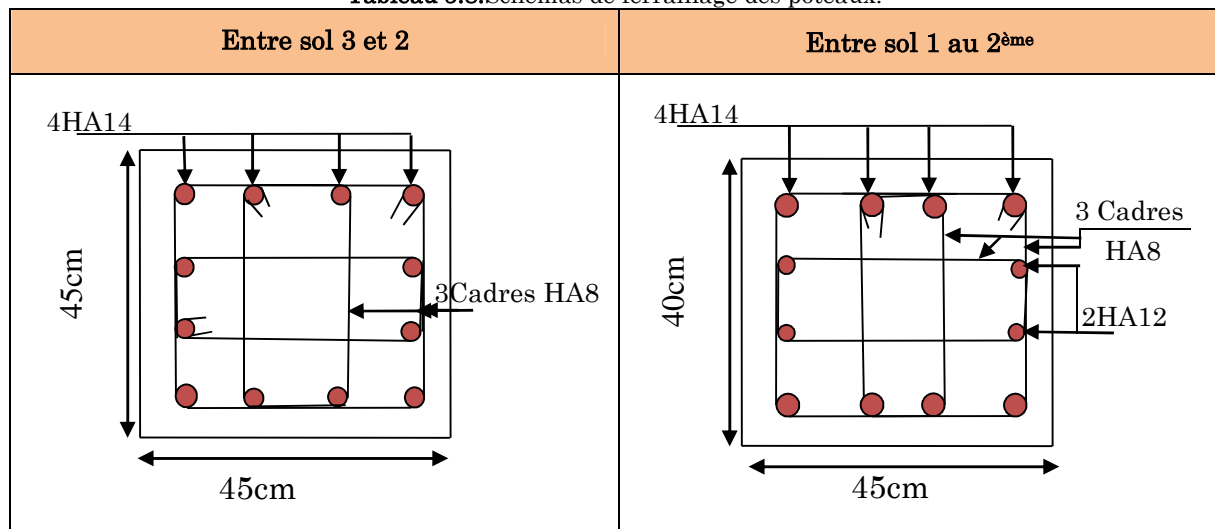
**entre sol 3 :**  $L'=2 \times 45 = 90\text{ cm}$  ;  $h' = \max(68 ; 45 ; 45 ; 60) = 68\text{ cm}$

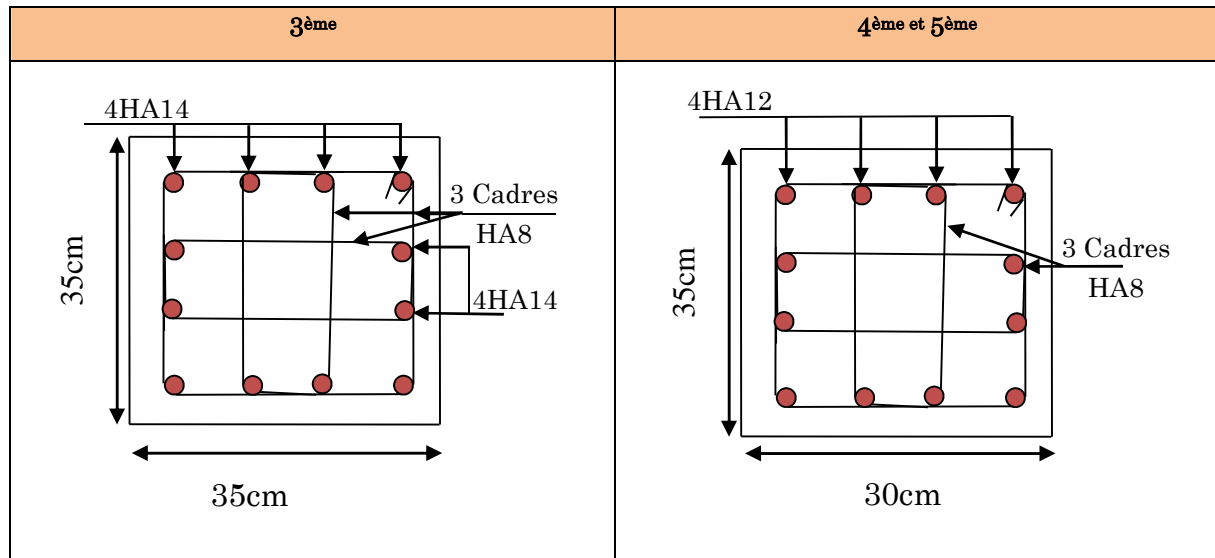
**entre sol 2 :**  $L' = 90\text{ cm}$  ;  $h' = 60\text{ cm}$

**entre sol 2 +RDC+1<sup>er</sup> + 2<sup>eme</sup> étage :**  $L' = 80\text{ cm}$  ;  $h' = 60\text{ cm}$

**3<sup>ème</sup> +4<sup>eme</sup> +5<sup>eme</sup> étage :**  $L' = 70\text{ cm}$  ;  $h' = 60\text{ cm}$

Tableau 5.8. Schémas de ferrailage des poteaux.





### 5.3. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé destinés à reprendre les efforts, elles sont sollicitées en flexion simple

Les sollicitations sont obtenues par les combinaisons ci-après :

$$\text{ELU} : \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Leur ferrailage est mené conformément aux exigences du CBA et aussi aux prescriptions du RPA.

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

### 5.4. Le ferrailage des poutres

#### a) Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\%b_xh$  en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
 $4\% b_xh$  En zone courante.  
 $6\% b_xh$  En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
- $40 \phi$  En zone IIa.  
 Avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- Les poutres secondaires supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures

symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

#### 5.4.1. Les armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% s_t \times h$   
Avec  $S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

Avec :  $h$  : La hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \frac{h}{4} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre  $\phi_t$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

#### 5.4.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites du logiciel ETABS 2016, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5.9. Sollicitations maximales dans les poutres.

Poutres		$M_t^{\max}$ (kn.m)	Combinaison	$M_a^{\max}$ (kn.m)	Combinaison	$V^{\max}$ (kn)	Combinaison
Poutres principale (30 × 35)	Terrasse inaccessible	44,80	1,35G+1,5Q	-60,72	1,35G+1,5Q	79,78	1,35G+1,5Q
	Etage courant	37,14	1,35G+1,5Q	-79,15	G+Q-Ex	-69,11	1,35G+1,5Q
	Les 3 E.Sol	41,52	1,35G+1,5Q	-59,23	1,35G+1,5Q	78,01	1,35G+1,5Q
Poutres secondaire (30 × 30)	Terrasse inaccessible	14,48	0,8G+Ey	-27,88	G+Q-Ey	-34,85	G+Q-Ey
	Etage courant	43,54	0,8G+EY	-57,01	G+Q-Ey	-90,10	G+Q-Ey
	Les 3 E.Sol	16,61	G+Q+Ey	-29,82	G+Q-Ey	-31,91	1,35G+1,5Q

##### 5.4.2.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

###### ❖ Vérification de (%) des armatures selon le RPA99

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \text{Poutres P (30} \times \text{35)} \rightarrow A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres S (30} \times \text{30)} \rightarrow A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :



$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$\text{Soit : Poutres (30} \times \text{35) : } \begin{cases} A_{\max}^{\text{z.courante}} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{z.recouvrement}} = 6\%(b \times h) = 6\%(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poutres (30} \times \text{30) : } \begin{cases} A_{\max}^{\text{z.courante}} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{z.recouvrement}} = 6\%(b \times h) = 6\%(30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \emptyset$  en zone **IIa**.

#### 5.4.2.2. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

##### a) Recommandation du BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

#### 5.4.3. Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de poutre principale au niveau des étages courants avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 37,14 \text{ KN.m (1,35 G + 1,5 Q)} \\ M_a = -79,15 \text{ KN.m (G + Q - Ex)} \end{cases}$$

##### ❖ Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37,14 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,31^2 \times 14,2} = 0,091$$

$$\mu_{bu} = 0,091 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,119$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,295 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{37,14 \times 10^{-3}}{0,295 \times 348} = 3,61 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79,15 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,31^2 \times 18,48} = 0,149 \rightarrow \mu_{bu} = 0,149 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0,202 \rightarrow Z = 0,285\text{m} \rightarrow A_s = 7,68\text{cm}^2$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau si dessous :

**Tableau 5.10.** Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type	Section	Localisation	M (KN.m)	Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Nbre de Barre
Les 3 E.Sol	PP	30x35	Appuis	-59,23	5,96	5,25	6,47	2HA14+3HA12
			Travée	41,52	4,06		4,25	2HA14+1HA12
	PS	30x30	Appuis	-29,82	3,44	4,5	3,8	1HA14+2HA12
			Travée	16,61	1,88		3,93	3HA12
Etage courants	PP	30x35	Appuis	-70,99	6,66	5,25	6,88	3HA14+2HA12
			Travée	37,14	3,61		4,52	4HA12
	PS	30x30	Appuis	-57,01	6,46	4,5	6,47	3HA14+2HA14
			Travée	43,54	5,13		5,65	5HA12
Terrasse inaccessible	PP	30x35	Appuis	-60,72	5,69	5,25	5,75	3HA14+1HA12
			Travée	44,80	4,41		4,62	3HA14
	PS	30x30	Appuis	-27,88	3,20	4,5	3,93	3HA12
			Travée	14,48	1,63		3,93	3HA12

## 5.4.3.1. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003

## ❖ Les longueurs de recouvrement

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 16\text{mm} \quad L_r > 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L_r = 50 \text{ cm}$$

## 5.4.3.2. Les armatures transversales

a) Calcul de  $\Phi_t$  :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\text{PP} \Rightarrow \phi \leq \min\left(\phi_{l_{\min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = \min(1,2; 1; 3)$$

$$\phi < 12 \text{ cm} \text{ On prend } \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

$$\text{PS} \Rightarrow \phi \leq \min\left(\phi_{l_{\min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = \min(1,2; 0,86; 3)$$

$\emptyset < 12 \text{ cm}$  On prend  $\Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres (principales + secondaires).

#### b) Calcul des espacements des armatures transversales

- Zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_1^{\min})$  (Art7.5.2.2)

Pour les poutres principales  $S_t \leq \min(8,75 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm})$  soit  $S_t = 8 \text{ cm}$ .

Pour les poutres secondaires  $S_t \leq \min(7,5 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm})$  soit  $S_t = 6 \text{ cm}$

- Zone courante :  $S_t \leq h/2$  (Art7.5.2.2)

Pour toutes les poutres principales  $S_t \leq 17,5 \text{ cm} \Rightarrow$  soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Pour toutes les poutres secondaires  $S_t \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow$  soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### 5.4.3.3. Vérification des sections d'armatures transversales

On a  $A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$  .....Vérifiée.

#### 5.4.3.4. Vérification à l'ELU

##### a) Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifiée l'effort tranchant tel que  $\tau = \frac{V_u}{b \times d}$  et  $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principale	79,78	0,92	3,33	Vérifiée
secondaire	90,10	1,09	3,33	Vérifiée

##### b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives  $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$  Avec  $\gamma_s = 1.15$ ,  $f_e = 400$

Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V - \frac{Ma}{0.9 \times d}\right)$

Tableau 5.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{max}$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
principale	6,88	79,78	-70,99	0,23	0,30	Vérifiée
secondaire	6,47	90,10	-57,01	0,26	0,92	Vérifiée

#### 5.4.3.5. Vérification à l'ELS

##### a) État limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible.

##### b) État limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible donc on a vérifié que la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul Y : } \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - d')^2 = 0$$

Tableau 5.13 .Vérification de la limite de compression du béton.

Poutres	Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	observation
principale	Appuis	-44,37	10,73	60464,6	8,98	15	Vérifiée
	Travées	32,72	8,9	44666,99	7,62	15	Vérifiée
secondaire	Appuis	-22,69	10,05	54392,04	4,82	15	Vérifiée
	Travées	10,57	8,81	43899,57	2,48	15	Vérifiée

##### c) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

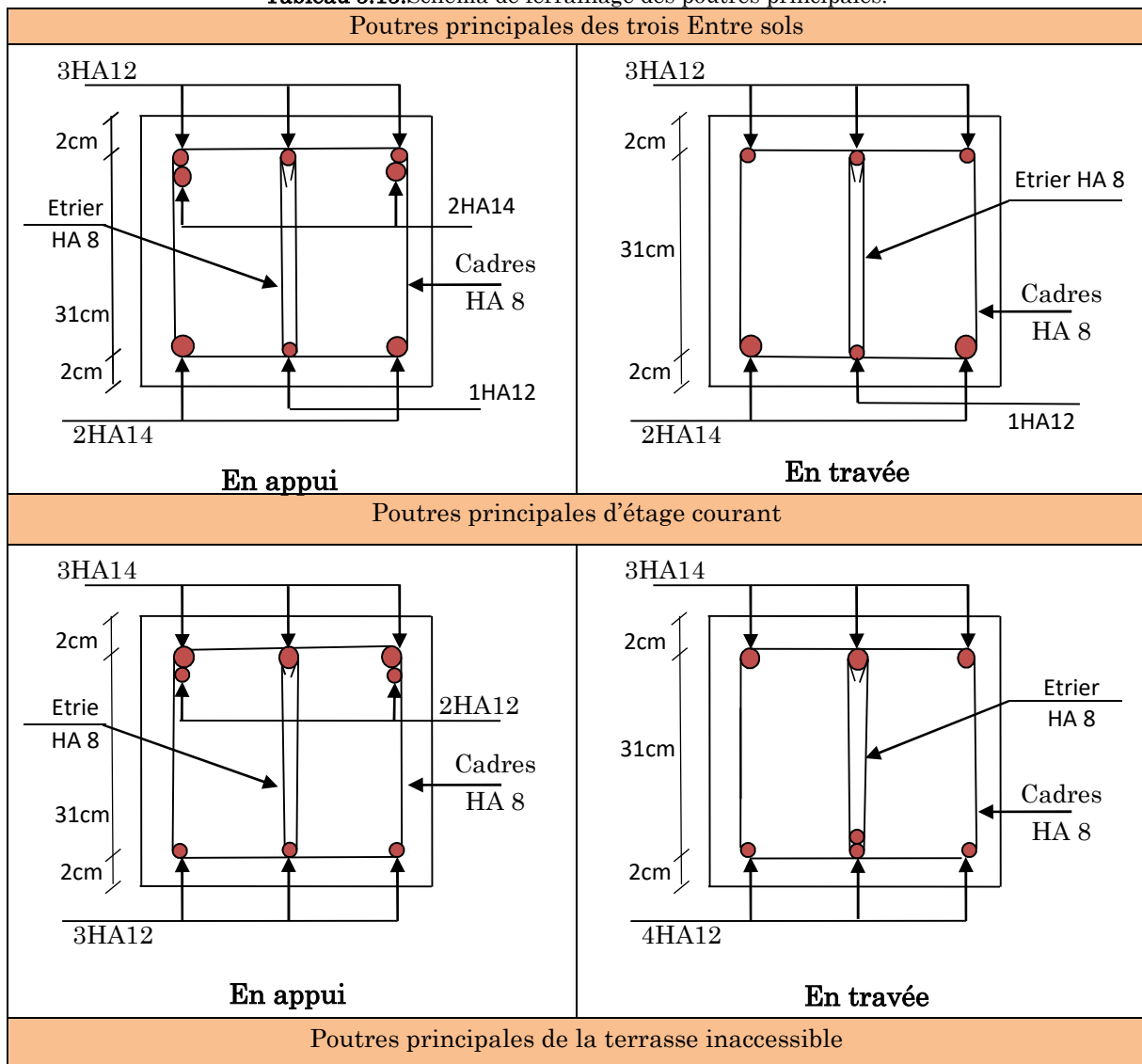
Tableau 5.14. Vérification de la flèche des poutres.

	$h$ cm	$b$ cm	$l$ cm	$A_{travée}$ cm	$\frac{M_t}{10 \times M_0} \times l$ cm	$\frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$ cm <sup>2</sup>	(1)	(2)	(3)
<b>Poutres principale (30 × 45)</b>	35	30	5	5,25	32	9,77	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
<b>Poutres secondaire (30 × 40)</b>	30	30	3,95	5,13	23	8,19	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 5.4.4. Schéma de ferrailage des poutres

Tableau 5.15. Schéma de ferrailage des poutres principales.



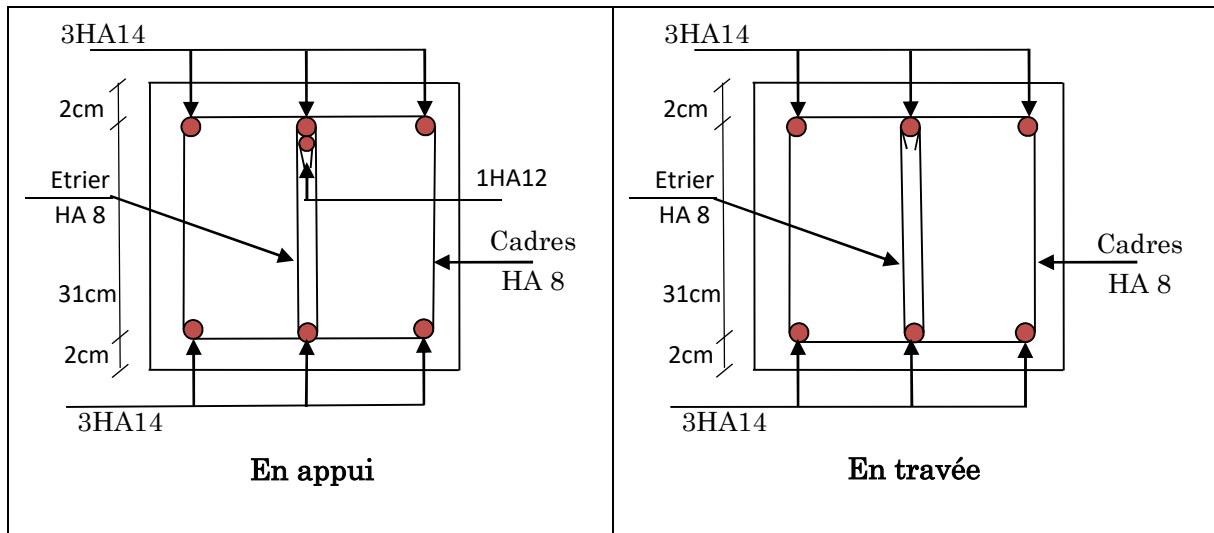
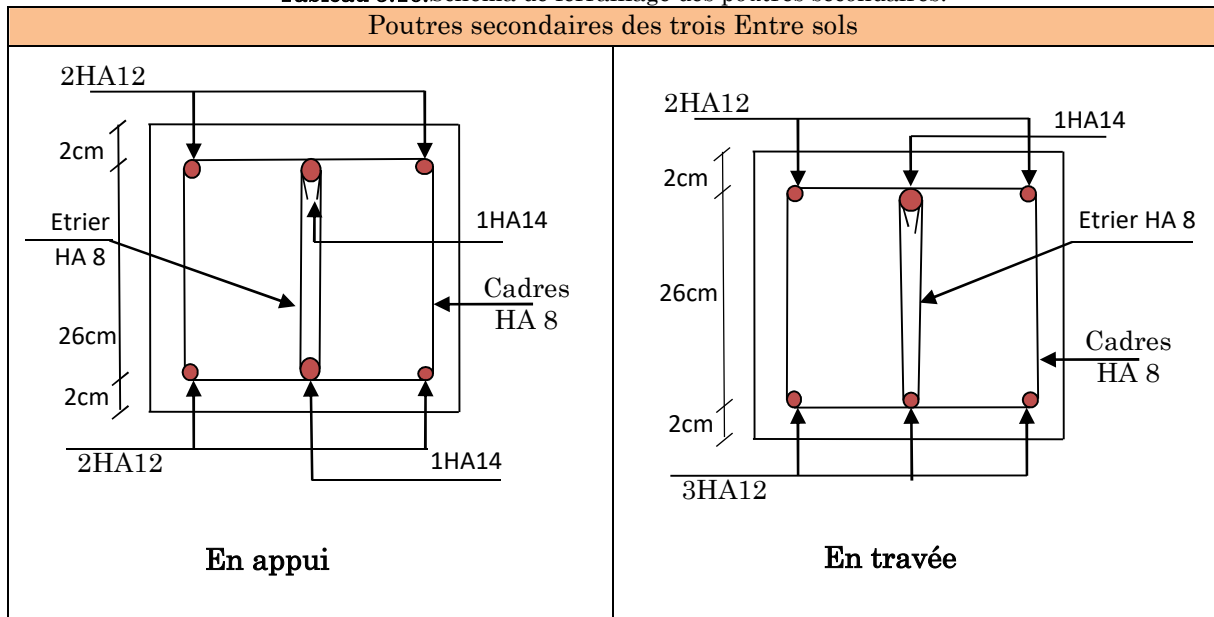
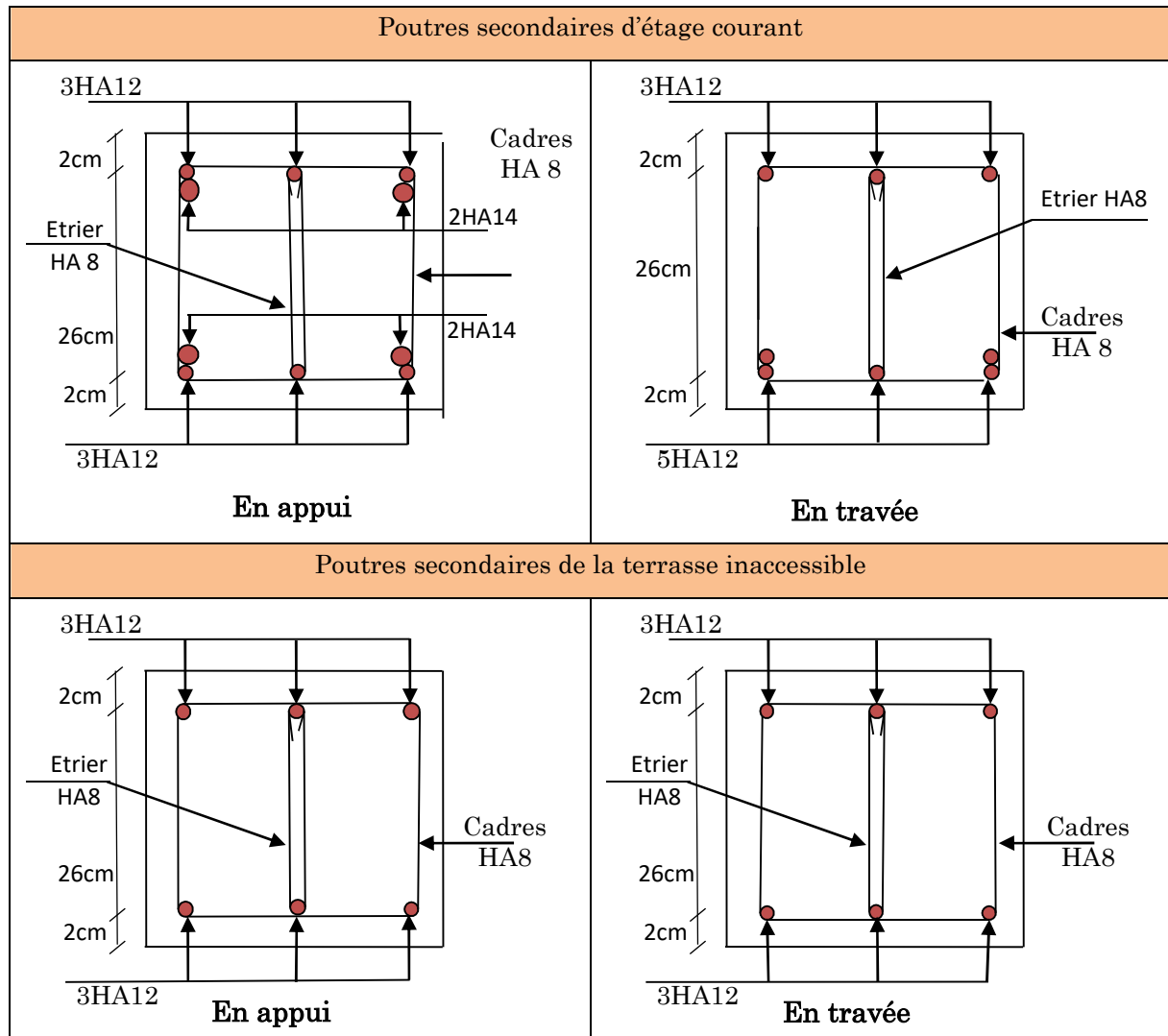


Tableau 5.16. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.





### 5.4.5. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

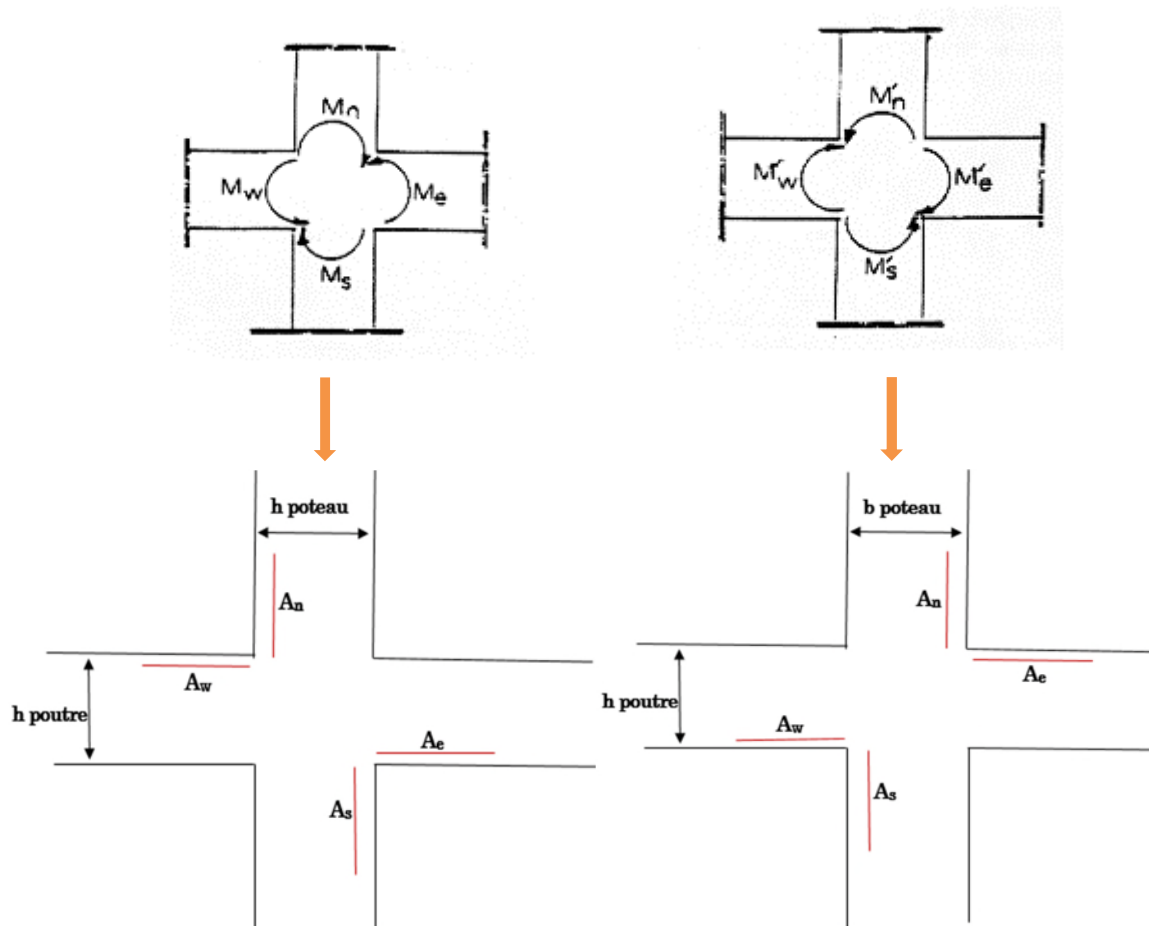


Figure 5.5. Vérification de la zone nodale.

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

#### ❖ Détermination du moment résistant

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.

De la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_S; \text{ Avec } Z = 0.9h; \sigma_S = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

#### 5.4.2.1. Les poteaux

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poteaux :



**Tableau 5.17.** Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A <sub>1</sub> (xz) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (yz) (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr <sub>1</sub> (KN.m)	Mr <sub>2</sub> (KN.m)
E. Sol 3	0,45	0,405	6,16	6,16	348	86,82	86,82
E. Sol 2	0,45	0,405	6,16	6,16	348	86,82	86,82
E. Sol 1	0,40	0,36	6,16	5,34	348	77,17	66,90
RDC	0,40	0,36	6,16	5,34	348	77,17	66,90
Etages 1	0,40	0,36	6,16	5,34	348	77,17	66,90
Etages 2	0,40	0,36	6,16	5,34	348	77,17	66,90
Etages 3	0,35	0,315	6,16	5,34	348	67,53	58,65
Etages 4	0,35	0,315	4,52	4,52	348	49,55	49,55
Etages 5	0,35	0,315	4,52	4,52	348	49,55	49,55

### 5.4.2.2. Les poutres

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poutres principales :

**Tableau 5.18.** Moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A <sub>1</sub> (xz) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (yz) (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr <sub>1</sub> (KN.m)	Mr <sub>2</sub> (KN.m)
E. Sol 3	0,35	0,315	6,47	3,39	348	70,92	37,16
E. Sol 2	0,35	0,315	6,47	3,39	348	70,92	37,16
E. Sol 1	0,35	0,315	6,47	3,39	348	70,92	37,16
RDC	0,35	0,315	6,88	3,39	348	75,42	37,16
Etages 1	0,35	0,315	6,88	3,39	348	75,42	37,16
Etages 2	0,35	0,315	6,88	3,39	348	75,42	37,16
Etages 3	0,35	0,315	6,88	3,39	348	75,42	37,16
Etages 4	0,35	0,315	6,88	3,39	348	75,42	37,16
Etages 5	0,35	0,315	5,75	4,62	348	63,03	50,64

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poutres secondaires :

**Tableau 5.19.** Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A <sub>1</sub> (xz) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (yz) (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr <sub>1</sub> (KN.m)	Mr <sub>2</sub> (KN.m)
E. Sol 3	0,30	0,27	3,8	3,39	348	35,70	31,85
E. Sol 2	0,30	0,27	3,8	3,39	348	35,70	31,85
E. Sol 1	0,30	0,27	3,8	3,39	348	35,70	31,85
RDC	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 1	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 2	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 3	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 4	0,30	0,27	6,47	3,39	348	60,79	31,85
Etages 5	0,30	0,27	3,39	3,39	348	31,85	31,85

Les tableaux des rotules parasismiques dans les deux directions :

**Tableau 5.20.** Vérification des zones nodales selon le sens principale.

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_{W SUP}$	$M_{E INF}$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E. Sol 3	86,82	86,82	<b>173,64</b>	70,92	37,16	<b>135,1</b>	Vérifiée
E. Sol 2	86,82	86,82	<b>173,64</b>	70,92	37,16	<b>135,1</b>	Vérifiée
E. Sol 1	77,17	77,17	<b>154,34</b>	70,92	37,16	<b>135,1</b>	Vérifiée
RDC	77,17	77,17	<b>154,34</b>	75,42	37,16	<b>140,725</b>	Vérifiée
Etages 1	77,17	77,17	<b>154,34</b>	75,42	37,16	<b>140,725</b>	Vérifiée
Etages 2	77,17	77,17	<b>154,34</b>	75,42	37,16	<b>140,725</b>	Vérifiée
Etages 3	67,53	67,53	<b>135,06</b>	75,42	37,16	<b>140,725</b>	Non Vérifiée
Etages 4	49,55	49,55	<b>99,1</b>	75,42	37,16	<b>140,725</b>	Non Vérifiée
Etages 5	49,55	49,55	<b>99,1</b>	63,03	50,64	<b>142,0875</b>	Non Vérifiée

**Tableau 5.21.** Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E. Sol 3	86,82	86,82	<b>173,64</b>	35,70	31,85	<b>84,4375</b>	Vérifiée
E. Sol 2	86,82	86,82	<b>173,64</b>	35,70	31,85	<b>84,4375</b>	Vérifiée
E. Sol 1	66,90	66,90	<b>133,8</b>	35,70	31,85	<b>84,4375</b>	Vérifiée
RDC	66,90	66,90	<b>133,8</b>	60,79	31,85	<b>115,8</b>	Vérifiée
Etages 1	66,90	66,90	<b>133,8</b>	60,79	31,85	<b>115,8</b>	Vérifiée
Etages 2	66,90	66,90	<b>133,8</b>	60,79	31,85	<b>115,8</b>	Vérifiée
Etages 3	58,65	58,65	<b>117,3</b>	60,79	31,85	<b>115,8</b>	Vérifiée
Etages 4	49,55	49,55	<b>99,1</b>	60,79	31,85	<b>115,8</b>	Non Vérifiée
Etages 5	49,55	49,55	<b>99,1</b>	31,85	31,85	<b>79,625</b>	Non Vérifiée

On remarque que la justification des nœuds poteau-poutre n'est pas vérifié pour les trois derniers niveaux (étages 3, 4,5), pour les deux derniers cette justification est facultatifs, en revanche pour le troisième étage on doit augmenter la section des armatures(ou de la section).

### 5.5. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

1. Calcul des contraintes  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  :  $\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$
2. On découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur d donnés par  $d \leq \min(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_e)$
3. Calcul la longueur de la zone comprimé «  $L_c$  » et tendue «  $L_t$  » :  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$   

$$L_t = L - L_c$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué

**M** : moment fléchissant appliqué

**B** : section transversale du voile

**V** : bras de levier

**I** : inertie du voile

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

**L<sub>c</sub>** : longueur de la zone comprimée

**L<sub>t</sub>** : longueur de la zone tendue

On distingue 3 cas : - section entièrement comprimé

- Section entièrement tendue.

- Section partiellement comprimé.

### Section entièrement tendu ( $\sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0$ )

Le volume des contraintes de traction

$N_{\text{traction } i, i+1}$  :

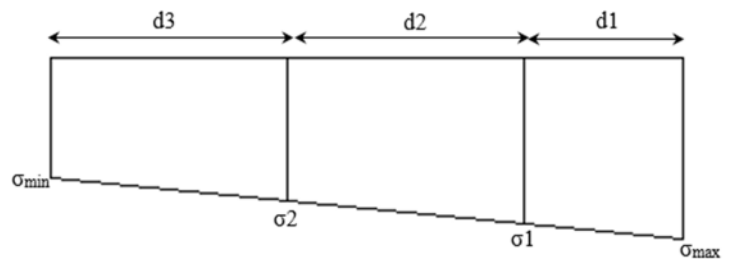
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Si  $A_{vi} \leq A_{\min} = 0,2\% \times e \times L \rightarrow A_{\text{retenue}} = A_{\min}$

Sinon  $\rightarrow A_{\text{retenue}} = A_{vi}$



**Figure 5.6.** Section entièrement tendu ( $\sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0$ ).

### Section entièrement comprimée ( $\sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0$ )

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e ; N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i B f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

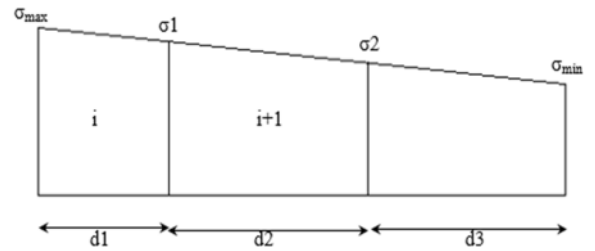


Figure 5.7. Section entièrement comprimée ( $\sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0$ ).

### Section partiellement comprimée ( $\sigma_{\max} \times \sigma_{\min} < 0$ )

Dans ce cas le nombre de bandes est  $d=2$

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e ; N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}} ; A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s1}}$$

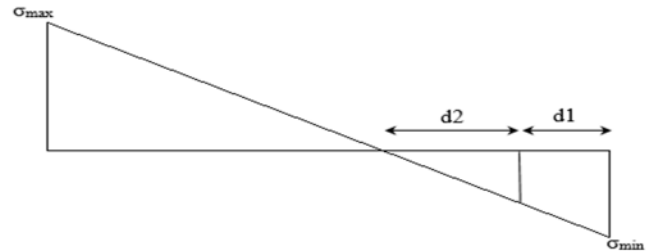


Figure 5.8. Section partiellement comprimée ( $\sigma_{\max} \times \sigma_{\min} < 0$ ).

## 5.5.1. Recommandation du RPA99 version 2003

### 5.4.2.3. Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

### 5.4.2.4. Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

#### 5.4.2.5. Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

#### 5.4.2.6. Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est

$$S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### 5.5.2. Ferrailage du voile $V_{X1}$ et $V_{X2}$

##### 5.4.2.7. Exemple de calcul

On va prendre en considération le voile de l'entre sol 3  $L=1,3$  m

$$N = 1425,26 \text{ KN} ; M = 88,79 \text{ KN.m}$$

$$I = 0,053 \text{ m}^4 ; A = 0,3725 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{1425,26}{0,3725} + \frac{88,79 \times 0,78}{0,053} = 5132,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{1425,26}{0,3725} - \frac{88,79 \times 0,78}{0,053} = 2955,06 \text{ KN/m}^2$$

$(\sigma_{max}, \sigma_{min}) > 0 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{5132,92}{5132,92 + 2955,1} \times 1,3 = 0,83 \text{ m}$$

$$L_t = 0,47 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_e\right) \Rightarrow d \leq \min(2,04; 0,55)$$

On prend :  $d=0,43 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{1425,26}{0,3725} + \frac{88,79 \times 0,35}{0,053} = 4362,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1425,26}{0,3725} - \frac{88,79 \times 0,08}{0,053} = 3692,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{1425,26}{0,3725} - \frac{88,79 \times 0,51}{0,053} = 2971,81 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{5132,89 + 4362,28}{2} \times 0,43 \times 0,2 = 413,39 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{4362,28 + 3692,17}{2} \times 0,43 \times 0,2 = 350,48 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{3692,17 + 2971,81}{2} \times 0,43 \times 0,2 = 287,56 \text{ KN}$$

Les résultats du ferrailage pour le reste des étages sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 5.22.** Résultats et ferrailage de Vx1 et Vx2.

td		Entre sol 3	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1-2	3-4	5	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	
	B (m <sup>2</sup> )	0,3725	0,3075	0,295	0,295	0,275	0,265	0,2475	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5132,89	6696,08	10290,20	9629,08	6044,82	4273,51	2145,75	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	2955,06	2456,93	-400,15	-837,37	728,21	134,19	-436,31	
	Vu (KN)	32,2069	66,4862	163,2222	98,3756	79,4727	54,2536	38,7123	
	Lt	0,47	0,35	0,05	0,11	0,14	0,04	0,22	
	Lc	0,83	0,95	1,25	1,19	1,16	1,26	1,08	
	d	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	4406,95	5283,03	6860,13	6419,39	4272,62	2893,74	1430,5	
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	3681	3869,98	-4400,15	-837,37	2500,41	1513,96	-436,31	
$\sigma_3$ (KN/m <sup>2</sup> )	2955,06	2456,93	/	/	728,21	134,19	/		
ferrailages	N (KN)	N1	413,39	519,09	520,58	479,85	335,32	232,94	96,59
		N2	350,48	396,63	-133,56	-25,04	220,12	143,25	-11,78

		N3	287,56	274,16	/	/	104,93	535,65	/	
	Av (cm <sup>2</sup> )	Av1	11,89	14,92	14,97	13,79	9,64	6,7	2,78	
		Av2	10,08	11,40	3,84	0,72	6,33	4,12	0,34	
		Av3	8,27	7,88	/	/	3,02	1,54	/	
	A min RPA			1,3	1,3	3,9	2,925	0,975	0,975	2,925
	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )			13,58	18,48	18,48	13,58	10,8	9,42	9,42
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )			11,3	12,94	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )			9,04	9,04	/	/	6,28	6,28	/
	Choix /nappe : A1			6HA12	6HA14	6HA14	6HA12	4HA10+2HA12	6HA10	6HA10
	Choix /nappe : A2			5HA12	3HA12+2HA14	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
	Choix /nappe : A3			4HA12	4HA12	/		4HA10	4HA10	/
	St1 (cm)			15	15	15	15	15	15	15
	St2 (cm)			20	20	20	20	20	20	20
	St3 (cm)			10	10	10	10	10	10	10
	AH (cm <sup>2</sup> )			1,3	1,3	0,91	0,9	0,975	0,975	0,5
	A adopté (cm <sup>2</sup> )			3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08
	Choix par nappe			3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8
	At (cm <sup>2</sup> )			4 épingles de HA8/m <sup>2</sup>						
	Avj couture calcul (cm <sup>2</sup> )			1,24	2,56	6,28	3,78	3,06	2,09	1,49
	Choix par nappe			6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
	Avj adopté (cm <sup>2</sup> )			7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84
	Cont. de cisaillement	τb (MPa)		0,14	0,4	0,97	0,78	0,63	0,43	0,31
		τadm (MPa)		5	5	5	5	5	5	5
	Cont. du beton	σbc (MPa)		11,61	10,16	12,56	10,94	8,44	5,1	2,09
σadm (MPa)			15	15	15	15	15	15	15	

5.4.2.8. Ferrailage des voiles Vx3 et Vx4

Tableau 5.23. Résultats et ferrailage de Vx3 et Vx4.

Zone	Entre sol 3		Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1-2	3-4	5	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	
	B (m <sup>2</sup> )	0,3325	0,2775	0,265	0,265	0,245	0,275	0,2175	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
Sollicitations de calcul	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	3522,49	4432,10	6895,14	13808,2	6607,55	4545,88	1800,9	
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	275,26	108,02	117,87	-1133,25	2216,92	402,38	-77,31	
	Vu (KN)	93,6528	113,6193	97,9508	127,2688	60,1868	44,579	30,652	
	Lt	1,02	1,07	1,08	0,08	0,82	1,01	0,045	
	Lc	0,08	0,03	0,02	1,02	0,28	0,09	1,055	
	d	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2440,8	2990,74	4636,05	9205,47	5144,01	3164,71	1200,6	
	σ2 (KN/m <sup>2</sup> )	1357,67	1549,38	2376,96	-1133,25	3680,46	1783,54	-77,31	
	σ3 (KN/m <sup>2</sup> )	275,26	108,02	117,87	/	2216,92	402,38	/	
ferraillages	N (KN)	N1	218,63	204,13	317,11	584,87	323,15	212,04	79,15
		N2	139,25	124,85	192,86	-2,88	242,67	136,07	-2,04

		N3	59,87	45,58	68,61	/	162,18	60,11	/
Av (cm <sup>2</sup> )		Av1	6,28	5,87	9,12	16,82	9,29	6,1	2,27
		Av2	13,92	12,48	5,54	0,83	6,97	3,91	0,06
		Av3	1,72	1,31	1,97	/	4,66	1,73	/
		A min RPA	1,1	0,825	0,825	2,475	0,825	0,825	2,475
	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )	7,86	7,86	9,44	17,28	9,44	7,86	7,86	
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )	15,2	15,2	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86	
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )	6,28	6,28	6,28	/	6,28	6,28	/	
	Choix /nappe : A1	5HA10	5HA10	3HA10+2H A12	3HA14+ 2HA16	3HA10+ 2HA16	5HA10	5HA10	
	Choix /nappe : A2	4HA12+2 HA14	4HA12+2H A14	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	
	Choix /nappe : A3	4HA10	4HA10	4HA10	/	4HA10	4HA10	/	
	St1 (cm)	20	20	20	20	20	20	20	
	St2 (cm)	15	15	15	15	15	15	15	
	St3 (cm)	25	25	25	25	25	25	25	
	AH (cm <sup>2</sup> )	3,75	0,825	0,825	0,76	0,825	0,825	0,79	
	A adopté (cm <sup>2</sup> )	5,02	5,02	5,02	5,02	5,02	5,02	5,02	
	Choix par nappe	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	
	At (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/m <sup>2</sup>							
	Avj couture calcul (cm <sup>2</sup> )	3,6	4,37	3,77	4,94	2,32	1,72	1,18	
	Choix par nappe	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	
	Avj adopté (cm <sup>2</sup> )	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	
Cont. de cisaillement	τb (MPa)	0,66	1,07	0,92	1,21	0,4	0,42	0,21	
	τadm (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	
Cont. du beton	σbc (MPa)	3,97	4,57	6,7	11,98	9,12	5,31	1,49	
	σadm (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	

5.4.2.9. Ferrailage du voile Vy1 et Vy2

Tableau 5.24. Résultats et ferrailage de Vy1 et Vy2.

Zone		Entre sol 3	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1-2	3-4	5	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	
	B (m <sup>2</sup> )	0,5325	0,435	0,415	0,415	0,4025	0,385	0,375	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	
Sollicitations de calcul	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	2359,15	1854,37	586,91	4786,59	4435,98	2523,2	1241,07	
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-748,02	-620,47	-6546,88	-7016,37	-2130,27	-1137,57	-981,99	
	Vu (KN)	210,0392	136,6589	421,7829	218,2279	157,8862	107,1874	61,389	
	Lt	0,51	0,53	1,93	1,25	0,68	0,65	0,93	
	Lc	1,59	1,57	0,17	0,85	1,42	1,45	1,17	
	d	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	1572,77	1237,58	391,27	3191,06	2957,32	1682,13	872,38	
	σ2 (KN/m <sup>2</sup> )	-748,02	-620,47	-6546,88	-7016,37	-2130,27	-1137,57	-981,99	
Ferrailage	N (KN)	N1	208,97	162,32	5,63	169,85	262,22	152,17	60,62
		N2	-39,75	-32,55	-37,70	-149,38	-75,55	-41164	-28,78
	Av (cm <sup>2</sup> )	Av1	6,01	4,67	0,16	4,88	7,54	4,37	1,72



	$A_{v2}$	1,14	0,94	1,08	4,29	2,17	1,18	0,83
<b>A min RPA</b>		6,3	6,3	6,3	4,725	4,725	4,725	4,725
<b><math>A_1</math> adopté (<math>\text{cm}^2</math>)</b>		7,86	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86
<b><math>A_2</math> adopté (<math>\text{cm}^2</math>)</b>		6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
<b>Choix /nappe : <math>A_1</math></b>		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
<b>Choix /nappe : <math>A_2</math></b>		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
<b><math>S_{t1}</math> (cm)</b>		15	15	15	15	15	15	15
<b><math>S_{t2}</math> (cm)</b>		20	20	20	20	20	20	20
<b><math>A_H</math> (<math>\text{cm}^2</math>)</b>		1,59	0,5	0,5	0,64	1,06	1,08	0,5
<b>A adopté (<math>\text{cm}^2</math>)</b>		3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02
<b>Choix par nappe</b>		3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8
<b><math>A_t</math> (<math>\text{cm}^2</math>)</b>		4 épingles de HA8/m <sup>2</sup>						
<b><math>A_{vj}</math> couture calcul (<math>\text{cm}^2</math>)</b>		0,36	0,43	0,38	0,1	0,23	0,17	0,12
<b>Choix par nappe</b>		3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02
<b><math>A_{vj}</math> adopté (<math>\text{cm}^2</math>)</b>		3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8
<b>Cont. de cisaillement</b>	<b><math>\tau_b</math> (MPa)</b>	0,78	0,5	1,56	1,08	0,78	0,53	0,3
	<b><math>\tau_{adm}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5
<b>Cont. du béton</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	6,52	5,48	3,53	11,07	5,78	3,39	1,26
	<b><math>\sigma_{adm}</math> (MPa)</b>	15	15	15	15	15	15	15

### 5.1. Schéma de ferrailage

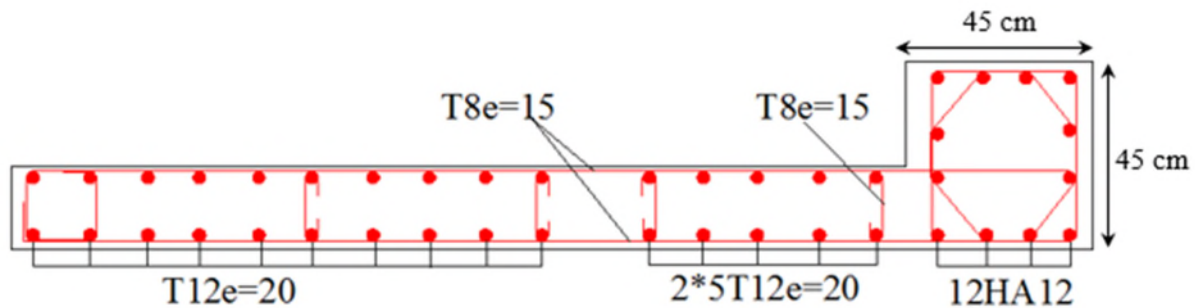


Figure 5.9. Schéma de ferrailage des voiles (Vx1 et Vx2).

# Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

## 6.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0,00, elle a pour objectif la transmittance des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels

## 6.2. Etude des fondations

### 6.2.1. Les déférent type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les déférent types de fondation en fonction du rapport  $D/B$  est qui sont:

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu .....

### 6.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ( $D=2,5m \leq B \times 6$ ). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### 6.2.3. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

#### 6.2.3.1. Semelles isolées

##### a. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99/Version 2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G+Q$$

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

La vérification à faire est :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$

Efforts du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS 2016

$$N_s = 751,14 \text{ KN} ; M_s = 9,28 \text{ KN}$$

$$N_u = 1027,97 \text{ KN} ; M_u = 12,77 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$$

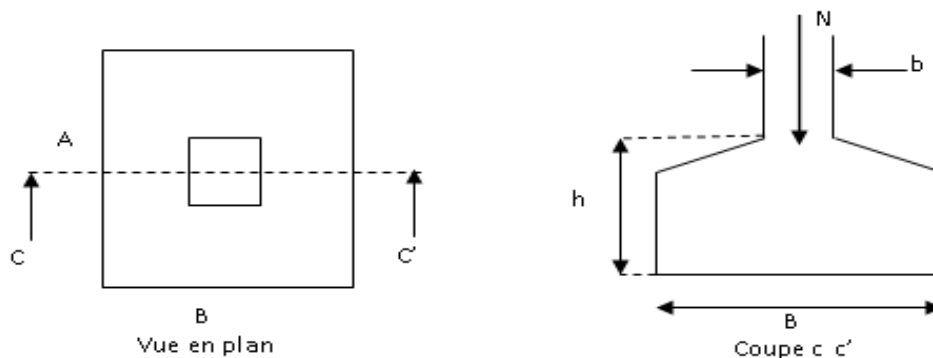


Figure 6.1. Vue d'une semelle isolée.

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,45}{0,45} \times \frac{751,14}{180}} = 2,04 \text{ m}$$

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est justifié.

On prend :  $A = B = 2,4 \text{ m}$ .

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{240-45}{4}; \frac{240-45}{4}\right) + 5 = 53,75$$

On prend:  $h = 55 \text{ cm}$ .

#### b. Vérification en tenant compte du poids de la semelle

On a :  $N_t = N_u + P_s$

Avec :

$$P_s = \gamma_b * V_{semelle} = 25 * 2,4 * 2,4 * 0,55 = 79,2 \text{ KN}.$$

$$N_t = N + P_s = 751,14 + 79,2 = 830,34 \text{ KN}.$$

#### c. Vérification de la stabilité au renversement

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 12,35 \text{ mm}.$$

$$\rightarrow \sigma = 0,15 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 0,18 \text{ Mpa} . \text{ OK}$$

On voit bien que les dimensions de la semelle sont vérifiées.

#### d. Vérification de la stabilité au renversement

##### ❖ Selon BAEL

$$e_0 = \frac{A}{6} \rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}; \quad \frac{M}{N_t} = 11,18 \text{ mm}; \quad \frac{A}{6} = 40 > 11,18 \quad \text{OK}$$

##### ❖ Selon RPA

$$e_0 = \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}. \quad \frac{M}{N} = 12,35 \text{ mm}; \quad \frac{B}{4} = 60 > 12,35 \quad \text{OK}$$

**e. Ferrailage de la semelle (BAEL91)****❖ ELU :**

$$N_t = N + P_s = 1027,97 + 79,2 = 1107,17 \text{ KN}$$

$$\frac{A}{6} = 40 > 12,42 \rightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) = 0,20 \text{ Mpa} ; \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_M + \sigma_m}{4} = 0,20 \text{ Mpa.}$$

$$N' = \sigma_{moy} * A * B = 1152 \text{ KN.}$$

$$A_s^{//A} = A_s^{//B} = \frac{N'(B-b)}{8 * d * \sigma_{st}} = 16,13 \text{ cm}^2.$$

**❖ ELS :**

$$\frac{A}{6} = 40 > 11,18 \rightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,15 \text{ Mpa} ; \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,15 \text{ Mpa.}$$

$$N' = \sigma_{moy} * A * B = 864 \text{ KN.}$$

$$A_s^{//A} = A_s^{//B} = \frac{N'(B-b)}{8 * d * \sigma_{st}} = 12,10 \text{ cm}^2.$$

**❖ Condition minimale**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 17,25 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec  $A_{min}$ , car  $A_{min} > A_s^{//A}$

$$A_x = A_b = 9\text{HA}16 = 18,1 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 240/9 = 26,67 \text{ cm.}$$

**6.2.3.2. Disposition de ferrailage**

Les armatures seront munies des crochets si :  $\frac{A}{8} < l_s < \frac{A}{4}$

$$\frac{A}{8} = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{A}{4} = 60 \text{ cm}$$

$$l_s = 40 * \emptyset = 64 \text{ cm}$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

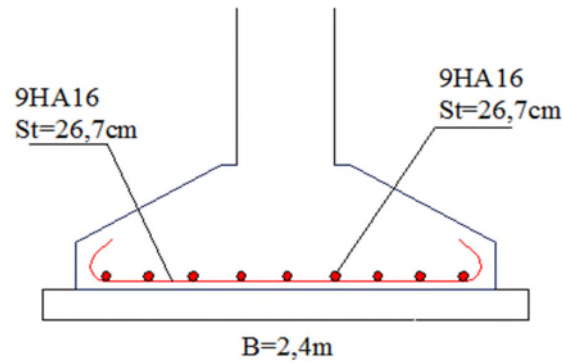


Figure 6.2. Schéma de ferrailage des semelles isolées.

### 6.2.3.3. Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

#### a. Pré dimensionnement (RPA99 art 10.1.1.b)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : ( 25x30) cm<sup>2</sup>

### 6.2.3.4. Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$N_t = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN. \quad (\text{RPA99 V2003 art 10.1.1.b})$$

Avec :

N : effort normal ultime de poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

On a un site ferme S2 et une zone IIa  $\rightarrow \alpha = 15$ .

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \frac{1027,97}{15} = 68,53 \text{ KN}. \quad \text{ELS} \rightarrow N_t = \frac{751,14}{15} = 50,08 \text{ KN}.$$

$$\text{ELU} \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\gamma_{st}} = \frac{68,53 \times 10^{-3}}{348} = 1,97 \text{ cm}^2. \quad \text{ELS} \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\gamma_{st}} = \frac{50,08 \times 10^{-3}}{201} = 2,49 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 4,5 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA12 = 4,52cm<sup>2</sup>.

### Armatures transversale

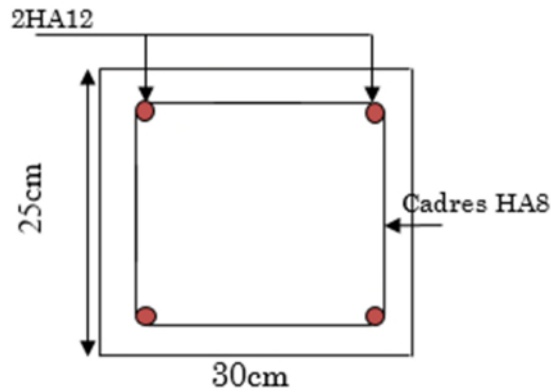


Figure 6.3. Schéma de ferrailage de longrine.

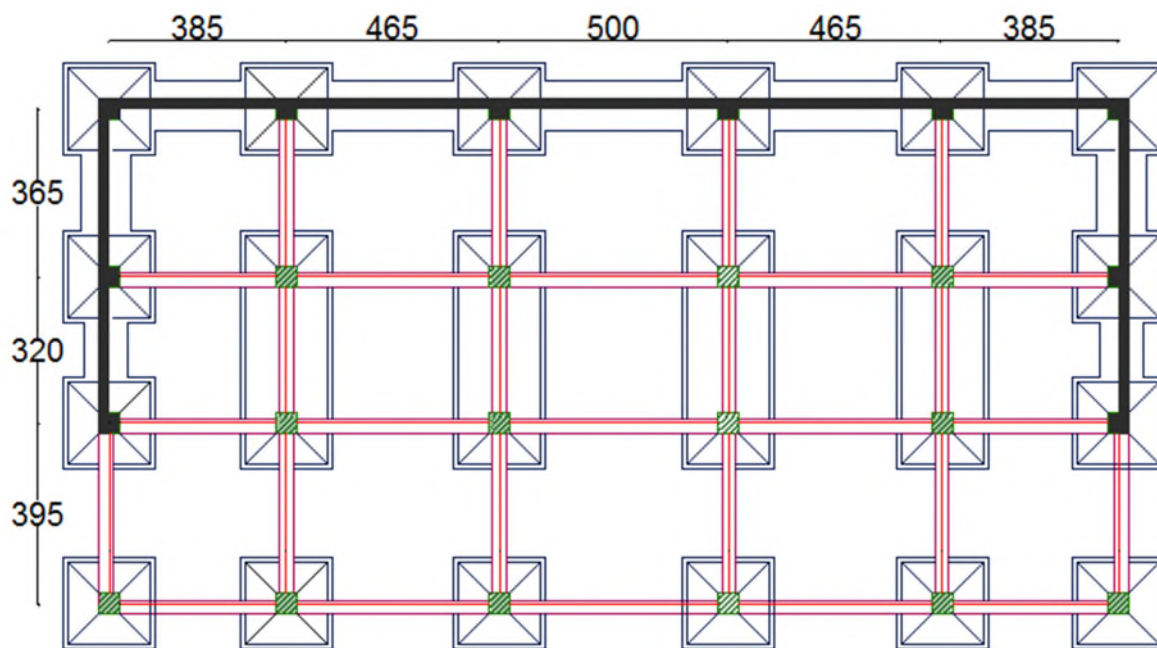


Figure 6.4. Schéma de fondations.

On a opté pour des semelles jumelés au niveau de la travée 3,1m afin d'éviter le risque de chevauchement ; Et des semelles filantes sous le voile de soutènement.

#### 6.2.3.5. Semelles jumelés

$$N_s = 2414,11 \text{ KN} ; M_s = 1,62 \text{ KN}$$

$$N_u = 3319,56 \text{ KN} ; M_u = 2,237 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$$

On a la même largeur de la semelle isolée  $A = 2,4 \text{ m}$ .

$$B \geq \frac{N}{A \times \sigma_{sol}} = \frac{2414,11}{2,4 \times 180} = 5,58 \text{ m} \quad \text{On prend } B = 6 \text{ m.}$$

### Calcul de débord

$$b_0 = B - ((3/2 + 3/2) + (0,45 \times 2)) = 6 - 3,9 = 2,1 \text{ m.}$$

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A - a}{4}; \frac{b_0}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{240 - 45}{4}; \frac{210}{4}\right) + 5 = 57,5$$

On prend:  $h = 60 \text{ cm}$ .

#### a. Vérification en tenant compte du poids de la semelle

$$\text{On a : } N_t = N_u + P_s$$

Avec :

$$P_s = \gamma_b \times V_{semelle} = 25 \times 2,4 \times 6 \times 0,60 = 216 \text{ KN.}$$

$$N_t = N + P_s = 2414,11 + 216 = 2630,11 \text{ KN.}$$

#### b. Vérification de la stabilité au renversement

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,67 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow \sigma = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 0,18 \text{ Mpa} . \text{ OK}$$

On voit bien que les dimensions de la semelle sont vérifiées.

#### c. Vérification de la stabilité au renversement

##### ❖ Selon BAEL

$$e_0 = \frac{A}{6} \rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}; \quad \frac{M}{N_t} = 0,62 \text{ mm}; \quad \frac{A}{6} = 40 > 0,62 \quad \text{OK}$$

##### ❖ Selon RPA

$$e_0 = \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}. \quad \frac{M}{N} = 0,67 \text{ mm}; \quad \frac{B}{4} = 150 > 0,67 \quad \text{OK}$$



**d. Ferrailage de la semelle (BAEL91)**

❖ **ELS :**

$$N_t = 2630,11 \text{ KN.}$$

$$A_s^{//A} = \frac{N_t(A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = 36,84 \text{ cm}^2.$$

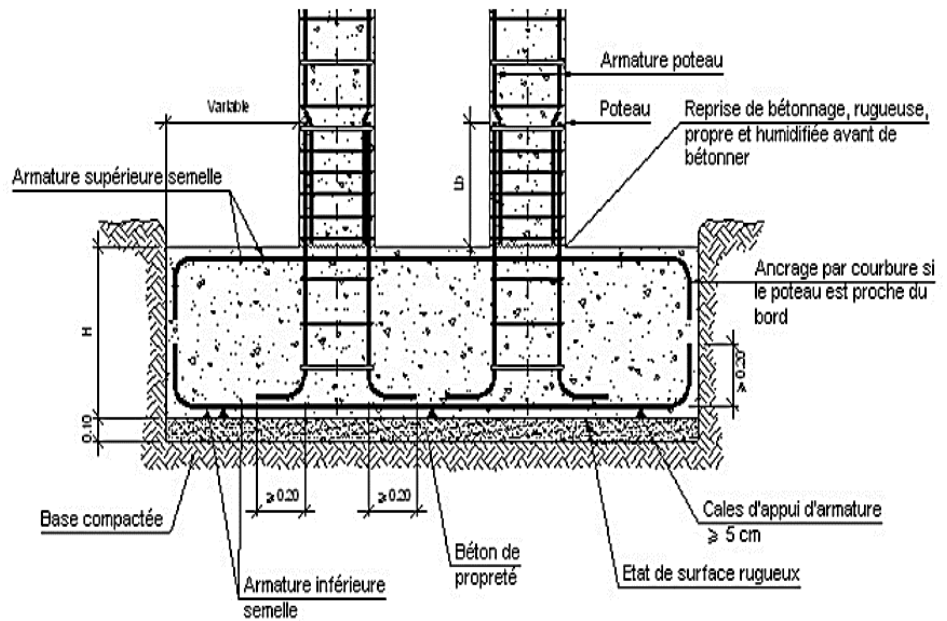
$$A_s^{//B} = \frac{N_t b_0}{8 * d * \sigma_{st}} = 39,68 \text{ cm}^2.$$

❖ **ELU :**

$$N_t = 3535,56 \text{ KN.}$$

$$A_s^{//A} = \frac{N_t(A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = 49,52 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^{//B} = \frac{N_t b_0}{8 * d * \sigma_{st}} = 53,34 \text{ cm}^2.$$



**Figure 6.5.**Exemple semelle jumelée.

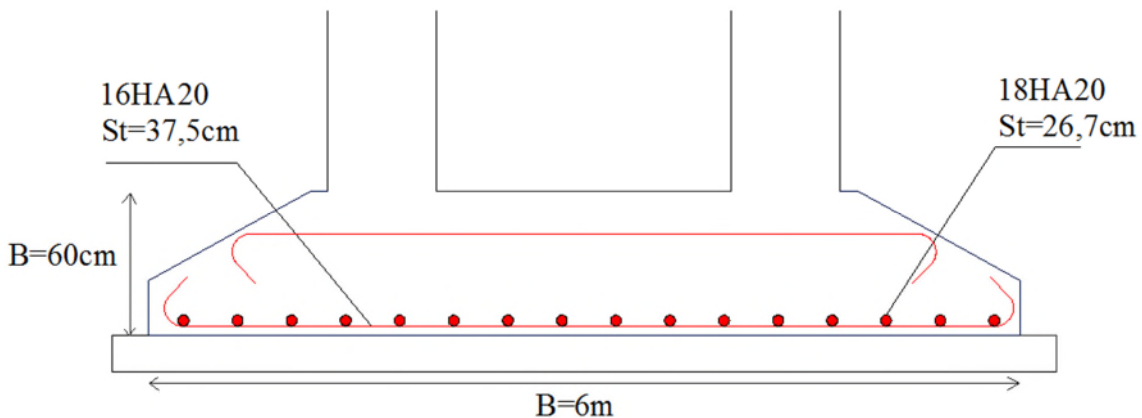
❖ **Condition minimale**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 43,13 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec  $A_U^{//A}$  et  $A_U^{//B}$ , car  $A_U^{//A} > A_{min}$  et  $A_U^{//B} > A_{min}$

$$A_x = A_A = 16\text{HA}20 = 50,27 \text{ cm}^2. \text{ ST}=37,5 \text{ cm}$$

$$A_y = A_B = 18\text{HA}20 = 56,55 \text{ cm}^2. \text{ ST}=26,7 \text{ cm}$$



**Figure 6.6.**Schéma de ferrailage des semelles jumelées.

**6.2.3.6. Semelles filantes (sous voile)**

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens: Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul est fait pour un mètre de longueur de semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

$$N_s = 5449,66 \text{ KN} ; M_s = 1011,77 \text{ KN}$$

$$N_u = 7483,54 \text{ KN} ; M_u = 2037,737 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bar}$$

$$A = 1 \text{ m.}$$

$$B = \frac{N}{A \times \sigma_{sol}} = 41,57 \text{ cm} \quad \text{On prend } B = 4,5 \text{ m.}$$

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{B - b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{450 - 45}{4}\right) + 5 = 93,75$$

On prend:  $h = 95 \text{ cm.}$

Calcul du ferrailage :

On calculera les aciers dans le sens transversal. On utilisera la relation suivante :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = 29,57 \text{ cm}^2.$$

Aciers de répartition (Les aciers filants) :

$$A_r = (\max A_s / 4, \text{ section mini pour un chaînage})$$

### Choix des armatures

$$A_x = A_A = 10\text{HA}20 = 31,42 \text{ cm}^2. \text{ ST}=10 \text{ cm}$$

$$A_r = 7,39 \text{ cm}^2.$$

$$A_r = 15\text{HA}8 = 7,85 \text{ cm}^2. \text{ ST}=30 \text{ cm}$$

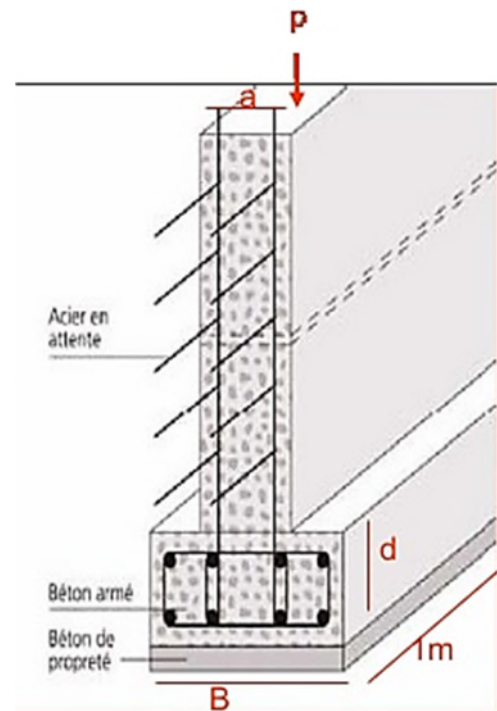


Figure 6.7. Exemple semelle filante.

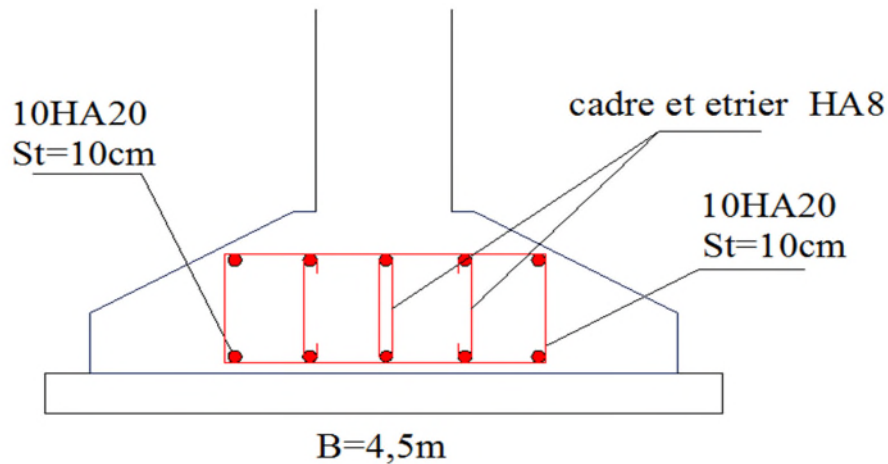


Figure 6.8. Schéma de ferrailage des semelles filantes.

### 6.3. Etude du voile de soutènement

Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et les trois entre sol doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

#### 6.3.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur  $h=10,2$  m
- Longueur  $L=5$  m
- Épaisseur  $e=20$  cm

#### 6.2.3.7. Caractéristiques du sol

Dans notre cas on a utilisé la TVO comme remblais derrière le mur de caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique  $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent)  $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement :  $\varphi = 32^\circ$

#### 6.2.3.8. Evaluation des charges et surcharges

Le voile de soutènement est soumis aux chargements suivants :

##### a. La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

A une profondeur de 6,06m :

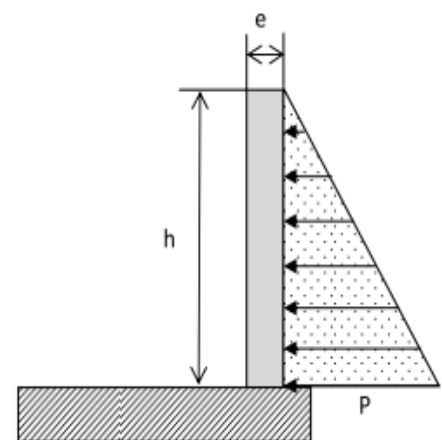


Figure 6.9. Poussée des terres sur les voiles périphériques.

$$G_1 = 6,06 \times 19 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) = 35,38 \text{ KN/m}^2$$

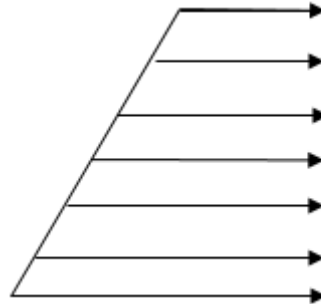
A une profondeur de 10,2 m :

$$G_2 = 10,2 \times 19 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) = 59,55 \text{ KN/m}^2$$

### 6.3.2. Ferrailage du voile

Le voile de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1,35 G_1 = 47,76 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{\max} = 1,35 G_2 = 80,39 \text{ KN/m}^2$$

Figure 6.10. La charge sur le voile de soutènement du 3<sup>ème</sup> entre sol.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 80,39 + 47,76}{4} = 72,23 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 4,08 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ cm}$$

$$\rho = 4,08/5 = 0,82 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

#### 6.2.3.9. Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,82 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0539 \times 72,23 \times 4,08^2 = 64,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,6313 \times M_{0x} = 40,91 \text{ KN.m}$$

#### 6.2.3.10. Les moments corrigés

$$M_x = 0,75 M_{0x} = 48,61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 34,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -32,41 \text{ KN.m}$$

Tableau 6.1. Ferrailage des voiles périphérique.

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	48,61	0,106	0,140	0,17	8,22	2	3HA14+2HA16 = 8,64
	Y-Y	34,77	0,067	0,087	0,174	5,08	2	2HA12+2HA14 = 5,34
Appui		32,41	0,071	0,092	0,173	5,37	2	2HA12+2HA14 = 5,34

### 6.2.3.11. Espacements

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

### 6.2.3.12. Vérifications

$$\rho = 0,82 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,82) 100 \times 20 = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

### 6.2.3.13. Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{72,23 \times 4,08}{2} \times \frac{5^4}{4,08^4 + 5^4} = 102,09 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{72,23 \times 5}{2} \times \frac{4,08^4}{4,08^4 + 5^4} = 55,47 \text{ KN}$$

### 6.2.3.14. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

### 6.2.3.15. Vérification A L'ELS

$$\rho = 0,82 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_x = 0,7381 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G_2 = 59,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = G_1 = 35,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 59,55 + 35,38}{4} = 53,51 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 53,51 \text{ KN/ml}$$

### 6.2.3.16. Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,0607 \times 53,51 \times 4,08^2 = 54,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7381 \times M_{0x} = 39,91 \text{ KN.m}$$

### 6.2.3.17. Les moments corrigés

$$M_x = 0,75 M_{0x} = 40,55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 33,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -27,035 \text{ KN.m}$$

### 6.2.3.18. Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tableau 6.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M^s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	40,55	5,39	23586	9,27 < 15	Vérifiée	271,07 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	33,92	4,74	18451	8,72 < 15	Vérifiée	365,65 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		27,04	4,3	15376	7,57 < 15	Vérifiée	361,09 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau 6.3. Recalcul du Ferrailage à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	N <sup>bre</sup> de barres	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	40,55	8,22	14,07	7HA16	175,98 > 201,63	Vérifiée
	y-y	33,92	5,08	9,24	6HA14	201,62 > 201,63	Vérifiée
Appui		27,04	5,37	9,24	6HA14	182,15 > 201,63	Vérifiée

## 6.2.3.19. Schéma de ferrailage du voile périphérique

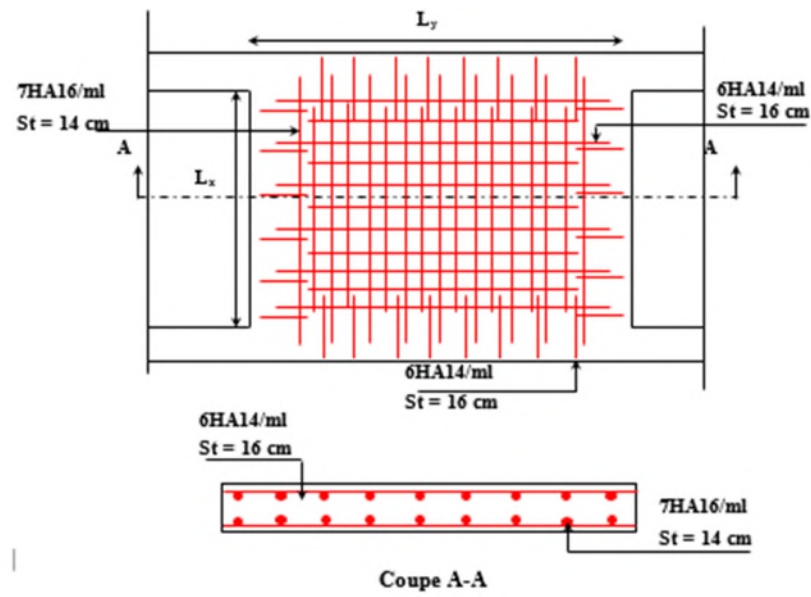


Figure 6.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

# Conclusion générale

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous ETABS 2016.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit : La modélisation numérique doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Le choix de la disposition des voiles de contreventement joue un rôle déterminant dans le comportement de la structure à ne pas négliger, et un facteur de réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux.
- La forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs négatifs qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur.
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de sections du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

***Savoir pour prévoir, prévoir pour agir***



# Bibliographie

---

- Règle parasismiques algériennes (RPA99 /version2003).
- Document technique règlementaire D.T.R, charges et surcharges permanentes et d'exploitations, édition CGS, octobre 1988.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ultimes (BEAL 91) édition Eyrolles, Troisième édition 2000 et le révisées 99.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles pour le calcul des fondations superficielles unifié (DTU 13.12).
- Autre documents consultés
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'étude.
- Wolfgang Jalil et Alan Jalil « Conception et analyse sismique du bâtiment », collection EUROCODE, © Afnor et Groupe Eyrolles, 2014.