

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
Filière : génie civil
Option : Matériaux et Structures



Mémoire de Fin de Cycle
En vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Thème

*Etude d'un Bâtiment (R+8+Deux sous-sol) à
Usage d'Habitation et commercial contreventé
par un système mixte voiles-portiques en béton
armé.*

Présenté par :
HASSAOUI Juba
KEMICHE Nadir

Encadré par :
M^r BRARA Ali

Soutenu en: **Juin 2018**

Devant le jury composé de :

M^{me} LAOUIBI
M^{me} BOUICHE

Année universitaire : 2017 / 2018

Remerciements

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

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

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

*A M^r BRARA : notre promoteur, pour avoir accepté de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

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

Juba & Nadir

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- ✓ *A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- ✓ *A mes très chers grands parents*
- ✓ *A mon frère Abila*
- ✓ *A Nordine qui nous a beaucoup aider*
- ✓ *A tous mes amis et mes proches*
- ✓ *En fin, je remercie mon ami mon binôme Nadir qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Juba



Dédicace

Je dédie humblement ce mémoire

*A la mémoire de ma défunte mère qui m'a tant donnée et qui
a fait de moi l'homme que je suis.*

*A mon très cher père qui m'a toujours encouragé et s'est sacrifié
pour moi.*

A ma sœur : Lynda.

A mon frère : Syphax.

A ma nièce : Emma.

A ma belle-mère : Farida.

A mon promoteur Mr. A. BRARA.

A tous mes amis et amies en particulier : Samir et Nouredine.

*En fin, je remercie mon ami et binôme HASSAOUI Juba qui a
contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

H. Nadir

Table des matières

Liste des symboles.

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE _____ 1

Chapitre I : Généralités.

I.1.INTRODUCTION : 2

I.2.PRESENTATION DU PROJET : 2

I.2.1. DESCRIPTION ARCHITECTURALE : 2

I.2.2. DONNEES GEOTECHNIQUES DU SITE : 2

I.3.REGLEMENTS ET NORMES UTILISES : 2

I.4.LES ETATS LIMITES (BAEL91) : 3

I.4.1. DEFINITION : 3

I.4.2. HYPOTHESES DE CALCUL : 3

I.5.ACTIONS ET SOLLICITATIONS : 4

I.5.1. DEFINITION : 4

I.6.CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX : 6

I.6.1. LE BETON : 6

I.6.2. ACIER DE CONSTRUCTION : 7

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

II.1.INTRODUCTION : 8

II.2.PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS : 8

II.2.1. DISPOSITION DES POUTRELLES : 8

II.2.2. LES PLANCHERS : 9

II.2.3. LES POUTRES : 11

II.2.4. LES VOILES : 13

II.2.5. LES POUTRELLES : 13

II.2.6. LES ESCALIERS :	14
II.2.7. ASCENSEUR :	18
II.2.8. L'ACROTERE.....	18
II.3.EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES :	19
II.4.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	22
II.5.CONCLUSION :	32

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III.1.INTRODUCTION :	33
III.2.CALCUL DES PLANCHERS :	33
III.2.1. PLANCHER A CORPS CREUX :	33
III.2.2. ÉTUDE DES DALLES PLEINES :	69
III.3.ÉTUDE DES ESCALIERS.....	87
III.3.1. CALCUL DE L'ESCALIER TYPE 1 (ETAGES COURANTS).....	87
III.3.2. LE PALIER INTERMEDIAIRE.....	92
III.3.3. ÉTUDE DE LA POUTRE PALIERE :	94
III.3.4. CALCUL DE L'ESCALIER TYPE 2 (SOUS-SOL 1 VERS LE RDC).....	99
III.3.5. ÉTUDE DE LA POUTRE PALIERE :	102
III.4.CALCUL DE LA POUTRE DE CHAINAGES.....	106
III.4.1. DEFINITION.....	106
III.4.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	106
III.5.ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	109
III.5.1. DEFINITION.....	109
III.5.2. DALLE DE LA SALLE DE MACHINE (CHARGE CONCENTREE).....	110
III.5.3. ETUDE DE LA DALLE PLEINE AU-DESSOUS DE L'ASCENSEUR.....	114
III.6.ETUDE DE L'ACROTERE.....	117

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.INTRODUCTION :	123
IV.2.LE CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	123

<i>IV.2.1. LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :</i>	<i>123</i>
<i>IV.2.2. LA METHODE DYNAMIQUE :</i>	<i>123</i>
IV.3.LA PRESENTATION DE LA METHODE MODALE SPECTRALE.....	123
IV.4.INTERPRETATION DES RESULTATS DES RESULTATS OBTENUS :.....	127
<i>IV.4.1. LA DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT :</i>	<i>127</i>
<i>IV.4.2. LES PERIODES DE VIBRATION ET LE TAUX DE PARTICIPATION DES MASSES MODALES :.....</i>	<i>128</i>
IV.5.VERIFICATION DES RESULTATS OBTENUS VIS-A-VIS DES EXIGENCES DU RPA99/2003 :	131
<i>IV.5.1. JUSTIFICATION DE L'INTERACTION VOILES-PORTIQUES :</i>	<i>131</i>
<i>IV.5.2. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....</i>	<i>132</i>
<i>IV.5.3. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS</i>	<i>133</i>
<i>IV.5.4. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ.....</i>	<i>134</i>
<i>IV.5.5. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES :</i>	<i>135</i>
IV.6.CONCLUSION.....	135

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.INTRODUCTION _____	136
V.2.ÉTUDE DES POTEAUX_____	136
<i>V.2.1. LES RECOMMANDATIONS DU RPA99/2003RPA (ART 7.4.2.1) _____</i>	<i>136</i>
<i>V.2.2. SOLLICITATIONS DE CALCUL _____</i>	<i>137</i>
<i>V.2.3. CALCUL DU FERRAILLAGE _____</i>	<i>138</i>
<i>V.2.4. VERIFICATIONS _____</i>	<i>142</i>
<i>V.2.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE : _____</i>	<i>146</i>
V.3.ETUDE DES POUTRES _____	147
<i>V.3.1. LES RECOMMANDATIONS DU RPA99 _____</i>	<i>147</i>
<i>V.3.2. SOLLICITATION ET FERRAILLAGE DES POUTRES _____</i>	<i>147</i>
<i>V.3.3. VERIFICATION DES ARMATURES SELON LE RPA 99 : _____</i>	<i>148</i>
<i>V.3.4. LES ARMATURES TRANSVERSALES _____</i>	<i>148</i>
<i>V.3.5. VERIFICATIONS [BAEL 91] _____</i>	<i>149</i>
<i>V.3.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE _____</i>	<i>151</i>
<i>V.3.7. VERIFICATION DES ZONES NODALES _____</i>	<i>153</i>

V.4.ETUDE DES VOILES _____	155
V.4.1. INTRODUCTION _____	155
V.4.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003 _____	156
V.4.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS : _____	157
V.4.4. FERRAILLAGE DES VOILES _____	158
V.4.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE : _____	161

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.INTRODUCTION	162
VI.2.CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS	162
VI.3.COMBINAISONS DE CALCUL	162
VI.4.ETUDE DES FONDATIONS	162
VI.4.1. VERIFICATION DE LA SEMELLE ISOLEE.....	162
VI.4.2. VERIFICATION DE LA SEMELLE FILANTE.....	163
VI.4.3. RADIER GENERAL	164
VI.4.4. FERRAILLAGE DU RADIER	169
VI.5.ETUDE DES NERVURES	172
VI.6.LES VOILES PERIPHERIQUES :.....	178
VI.6.1. INTRODUCTION :.....	178
VI.6.2. DIMENSIONNEMENT DES VOILES :.....	178
VI.6.3. CARACTERISTIQUES DU SOL.....	178
VI.6.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	179
VI.6.5. FERRAILLAGE DU VOILE :.....	179
VI.6.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE :.....	182

CONCLUSION GENERAL _____	183
--------------------------	-----

Bibliographie

Annexe

Plan de la structure

Symboles et notations

Symboles	Notations
<i>A', Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre
<i>B</i>	Aire d'une section de béton
<i>Br</i>	Section réduite
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>c</i>	Cohésion du sol
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.

Symboles et notations

<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>S_t</i>	Espacement des armatures.
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_τ</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>β</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Liste des figures

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Figure II.1. Schéma de la disposition des poutrelles. _____	8
Figure II.2. Coupe du plancher à corps creux. _____	9
Figure II.3. Dalle sur un seul appui. _____	10
Figure II.4. Dalle sur deux appuis. _____	10
Figure II.5. Dalle sur trois appuis. _____	11
Figure II.6. Dalle sur quatre appuis. _____	11
Figure II.7. Coupe verticale d'un voile. _____	13
Figure II.8. Coupe transversale d'une poutrelle. _____	14
Figure II.9. Schéma de l'escalier. _____	14
Figure II.10. Schéma de l'escalier de type 1. _____	15
Figure II.11. Schéma de l'escalier de type 2. _____	17
Figure II.12. Cage d'ascenseur. _____	18
Figure II.13. Coupe de l'acrotère. _____	18
Figure II.14. Schéma de dégression des surcharges. _____	24
Figure II.15. La surface afférente du poteau PC8 _____	24
Figure II.16. La surface afférente du poteau PD6.(Terrasse inaccessible + Etage courant) _____	27
Figure II.17. La surface afférente du poteau PD6.(Sous-sol 1 - RDC) _____	27

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Figure III.1. Schéma d'une poutre continue . _____	33
Figure III.2. Moments d'une poutre à plus de 2 travées. _____	34
Figure III.3. Moments d'une poutre à 2 travées. _____	34
Figure III.4. Evaluation des efforts tranchants. _____	35
Figure III.5. Schéma statique de poutrelle type 3. _____	39
Figure III.6. Schéma statique de poutrelle type 6 _____	45
Figure III.7. Schéma poutrelle type 1 _____	48
Figure III.8. Schéma poutrelle type 2 _____	50
Figure III.9. Schéma poutrelle type 4 _____	51
Figure III.10. Schéma poutrelle type 5. _____	53
Figure III.11. Schéma poutrelle type 6 . _____	53
Figure III.12. Schéma poutrelle type 7. _____	54
Figure III.13. Schéma poutrelle type 8. _____	55
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle de compression. _____	69
Figure III.15. Schéma dalle sur 1 appuis. _____	69
Figure III.16. Schéma d'une baie vitrée. _____	69
Figure III.17. schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui. _____	73

Figure III.18. Schéma dalle sur 2 appuis. _____	74
Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis . _____	78
Figure III.20. Schéma de dalle sur 3 appuis (balcon). _____	79
Figure III.21. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis. _____	82
Figure III.22. Schéma de dalle sur 4 appuis. _____	83
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis. _____	86
Figure III.24. Schéma de l'escalier à 2 volées(étages courants). _____	87
Figure III.25. Schéma statique de l'escalier. _____	87
Figure III.26. Schéma statique de palier intermédiaire. _____	92
Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 _____	94
Figure III.28. Schéma statique de la poutre palière. _____	94
Figure III.29. Section creuse équivalente. _____	96
Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre _____	98
Figure III.31. Schéma de l'escalier à 2 volées(sous-sol vers le RDC). _____	99
Figure III.32. Schéma statique de l'escalier. _____	99
Figure III.33. Schéma statique de la poutre palière. _____	102
Figure III.34. Schéma de ferrailage de la poutre palière. _____	105
Figure III.35. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage. _____	109
Figure III.36. Schéma de l'ascenseur. _____	109
Figure III.37. Schémas représentant la surface d'impact. _____	110
Figure III.38. Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie. _____	114
Figure III.39. Ferrailage de la dalle d'ascenseur. _____	116
Figure III.40. Coupe transversale de l'acrotère. _____	117
Figure III.41. Schéma statique de l'acrotère. _____	118
Figure III.42. Section à ferrailer. _____	119
Figure III.43. Schéma de ferrailage de l'acrotère. _____	122

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Spectre de réponse. _____	127
Figure IV.2. Disposition des voiles. _____	127
Figure IV.3. Vue 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000.v14. _____	128
Figure IV.4. (Mode1) translation suivant l'axe y-y. _____	129
Figure IV.5. (Mode2) translation suivant l'axe x-x. _____	130
Figure IV.6. (Mode3) rotation suivant l'axe z-z. _____	130

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1. Zone nodale. _____	137
Figure V.2. Section d'un poteau. _____	144
Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales. _____	153
Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile VY1. _____	161

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée. _____	163
Figure VI.2. Semelle filante. _____	163
Figure VI.3. Schéma de ferrailage de radier. _____	171
Figure VI.4. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier. _____	172
Figure VI.5. Schéma statique de la nervure selon X-X. _____	173
Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y. _____	174
Figure VI.7. Section à ferrailer. _____	175
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x. _____	177
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y. _____	178
Figure VI.10. Voile périphérique. _____	178
Figure VI.11. Répartition des contraintes sur le voile. _____	179
Figure VI.12. Schéma de ferrailage de voile périphérique. _____	182

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.	19
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible à corps creux.	19
Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher courant à corps creux.	20
Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher commercial à corps creux.	20
Tableau II.5. Evaluation des charges du plancher courant à dalle pleine.	20
Tableau II.6. Evaluation des charges sur la volée.	21
Tableau II.7. Evaluation des charges du palier.	21
Tableau II.8. Evaluation des charges des murs extérieurs.	21
Tableau II.9. Evaluation des charges du balcon.	22
Tableau II.10. Evaluation des charges de l'acrotère.	22
Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.	23
Tableau II.12. Evaluation de la descente de charge de poteau PC8.	25
Tableau II.13. Evaluation de la descente de charge de poteau PD6.	28
Tableau II.14. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.	30
Tableau II.15. Résultats de la Vérification à la compression simple.	31
Tableau II.16. Résultats de la vérification au flambement.	32

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles.	37
Tableau III.2. vérification d'application de la méthode forfaitaire.	38
Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.	39
Tableau III.4. charges qui reviennent sur la poutrelle type 6.	46
Tableau III.5. Les sollicitations de la poutrelle type 1 (Etage commercial).	49
Tableau III.6. Les sollicitations de la poutrelle type 2 (Etage commercial).	50
Tableau III.7. Les sollicitations de la poutrelle type 2 (Etage d'habitation).	51
Tableau III.8. Les sollicitations de la poutrelle type 4 (Terrasse accessible).	52
Tableau III.9. Les sollicitations de la poutrelle type 4 (Terrasse inaccessible).	52
Tableau III.10. Les sollicitations de la poutrelle type 5 (Terrasse accessible).	53
Tableau III.11. Les sollicitations de la poutrelle type 6 (Terrasse accessible).	54
Tableau III.12. Les sollicitations de la poutrelle type 7 (Terrasse accessible).	54
Tableau III.13. Les sollicitations de la poutrelle type 8 (Etage commercial).	55
Tableau III.14. Ferrailage des poutrelles de tous les étages.	60
Tableau III.15. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.	62
Tableau III.16. Vérification de la flèche.	66
Tableau III.17. Ferrailage des poutrelles.	67

Tableau III.18. resultats de ferrailage dalle 1 appuis _____	71
Tableau III.19. resultats de ferrailage dalle deux appuis. _____	75
Tableau III.20. Verification des contraintes du béton pour la dalle sur deux appuis. _____	77
Tableau III.21. Verification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur deux appuis. _____	77
Tableau III.22. Résultats du ferrailage dalle 3 appuis. _____	79
Tableau III.23. Verification des contraintes du béton pour la dalle sur 3 appuis. _____	81
Tableau III.24. Verification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur 3 appuis. _____	81
Tableau III.25. Résultats du ferrailage dalle 4 appuis. _____	84
Tableau III.26. Verification des contraintes du béton pour la dalle sur 4 appuis. _____	85
Tableau III.27. Calcul des sollicitations dans l'escalier. _____	88
Tableau III.28. Ferrailage de l'escalier _____	89
Tableau III.29. Vérification les contraintes dans l'escalier _____	91
Tableau III.30. Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier. _____	91
Tableau III.31. Le ferrailage du palier intermédiaire. _____	92
Tableau III.32. Calcul des sollicitations dans l'escalier _____	100
Tableau III.33. Vérification les contraintes dans l'escalier _____	101
Tableau III.34. Calcule de la flèche. _____	102
Tableau III.35. Ferrailage de la poutre palière. _____	103
Tableau III.36. Verification des contraintes. _____	105
Tableau III.37. Armatures longitudinales de poutre de chainage _____	107
Tableau III.38. Vérification les contraintes dans le béton. _____	108
Tableau III.39. Ferrailage de l'ascenseur. _____	112
Tableau III.40. Contraintes sur la dalle d'ascenseur. _____	113
Tableau III.41. Ferrailage de la dalle d'ascenseur. _____	115
Tableau III.42. Combinaisons d'action de l'acrotère. _____	118

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités _____	124
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique. _____	128
Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles. _____	131
Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles. _____	132
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit. _____	132
Tableau VI.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x). _____	133
Tableau VI.7. Vérification des déplacements. (Sens y-y). _____	133
Tableau IV.8. Vérification a L'effet P-Δ. _____	134
Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques. _____	135

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	137
Tableau V.2. Sollicitation dans les poteaux	137
Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	140
Tableau V.4. Ferrailages transversale des poteaux.	142
Tableau V.5. Vérification au flambement des poteaux des différents étages.	143
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	144
Tableau V.7. vérification des contraintes tangentielles.	145
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux.	146
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires..	148
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.	150
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	150
Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton.	150
Tableau V.13. Section de ferrailage des poutres principales et secondaires.	152
Tableau V.14. Moments résistant dans les poteaux.	154
Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres.	154
Tableau V.16. Vérification de la zone nodale.	155
Tableau V.17. Les sollicitations dans les voiles au niveau du sous-sol 2.	157
Tableau V.18. Sollicitations et ferrailage des voiles //xx au niveau SS2.	158
Tableau V.19. Sollicitations et ferrailage des voiles // yy au niveau SS2.	159
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage des voiles //xx au 8ème étage.	160
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage des voiles //yy au 8ème étage.	160

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.	170
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.	170
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier après augmentation de la section de ferrailage.	171
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.	174
Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.	175
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures.	176
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.	176
Tableau VI.8. Section d'armatures des nervures après augmentation de la section de ferrailage.	177
Tableau VI.9. Section des armatures du voile périphérique.	180
Tableau VI.10. Vérification les contraintes.	181

Bibliographie

- Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} année et Master 1 Génie Civil (université de Béjaia)
- Cours de Dynamique des structures (université de Béjaia)
- Logiciel d'analyse des structures SAP2000/version 14.2.2

*Plans de la
structure*

Introduction
générale

Chapitre I :

Généralités

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre III :

Etude des éléments

secondaires

Chapitre IV :

Etude dynamique

Chapitre V :
Etude des éléments
structuraux

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

Conclusion
générale

Annexe

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8+deux sous-sol à usage d'habitation et commercial.

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

- ✓ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel SAP2000
- ✓ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est l'objet du cinquième chapitre.
- ✓ Le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure

I.1. Introduction :

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

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

I.2. Présentation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+8 avec deux sous-sols à usage d'habitation et commercial. Ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres.

Le bâtiment sera implanté à **Akbou (CITE BOUKTIT)**, wilaya de **BEJAIA**, classée par le règlement parasismique algérien « RPA 99 VERSION 2003 Art.3.2 » comme une zone de sismicité moyenne « **zone II a** ».

I.2.1. Description architecturale :

- Longueur en plan..... $L_x=27.40\text{m}$.
- Largeur en plan..... $L_y=19.50\text{m}$.
- Hauteur totale du bâtiment..... $H=33.66\text{m}$.
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère..... $H_t=34,26\text{m}$.
- Hauteur du sous-sol 1..... $h_{ss1}=03.06\text{m}$.
- Hauteur du sous-sol 2..... $h_{ss2}=03.06\text{m}$.
- Hauteur du RDC..... $h_{rdc}=03.06\text{m}$.
- Hauteur des étages courants..... $h_{eta}=03.06\text{m}$.

I.2.2. Données géotechniques du site :

- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1,75 bar.
- Les caractéristiques mécaniques jusqu' à 6m de profondeur : $C=0$. bars, $\Phi=30^\circ$.

I.3. Règlements et normes utilisés :

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA99 /version 2003. (Règlement Parasismique Algérien)
- CBA93. (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version 99. (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR BC2.33.1.

I.4. Les états limites (BAEL91) :

I.4.1. Définition :

C'est un état dont lequell une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifié. Au-delà de cet état, la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

a) **Etat limite ultime** : Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

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

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

I.4.2. Hypothèses de calcul :

- **E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**
 - Les sections droites restent planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
 - La résistance à la traction du béton est négligeable.
 - L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
 - Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
 - le diagramme contraint déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
 - 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 %.

- ***E.L.S: CBA93 (Art A.4.5)***
 - Les sections droites restent planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
 - La résistance à la traction du béton est négligeable
 - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
 - $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s, E_b module de Young de l'acier et béton respectivement. n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.5. Actions et sollicitations :

I.5.1. Définition :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

On distingue :

- ***Les actions permanentes (G)***

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

- ***Les actions variables (Q)***

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

a) **Combinaison d'action à l'ELU :**

- **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

- **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) **Combinaison d'action à l'ELS :**

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul :

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

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

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

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance et une qualité optimale après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

$$f_{c28} = 25MPa \quad \text{CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40MPa \text{ (} j \leq 28 \text{ jours)CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j > 28jours) CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa}.$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40\text{Mpa} \quad (\text{BAEL 91, Art. A-5-2-11})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} \text{ on a } f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$$

I.6.2. Acier de construction :

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- Fe E400 = 400 MPa.
- $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes).
- $\gamma_s = 1.0$ (situations accidentel).

II.1. Introduction :

L'objectif du Pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le Pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 révisé 2003**, le **BAEL 91** et le **CBA 93**.

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1. Disposition des poutrelles :

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

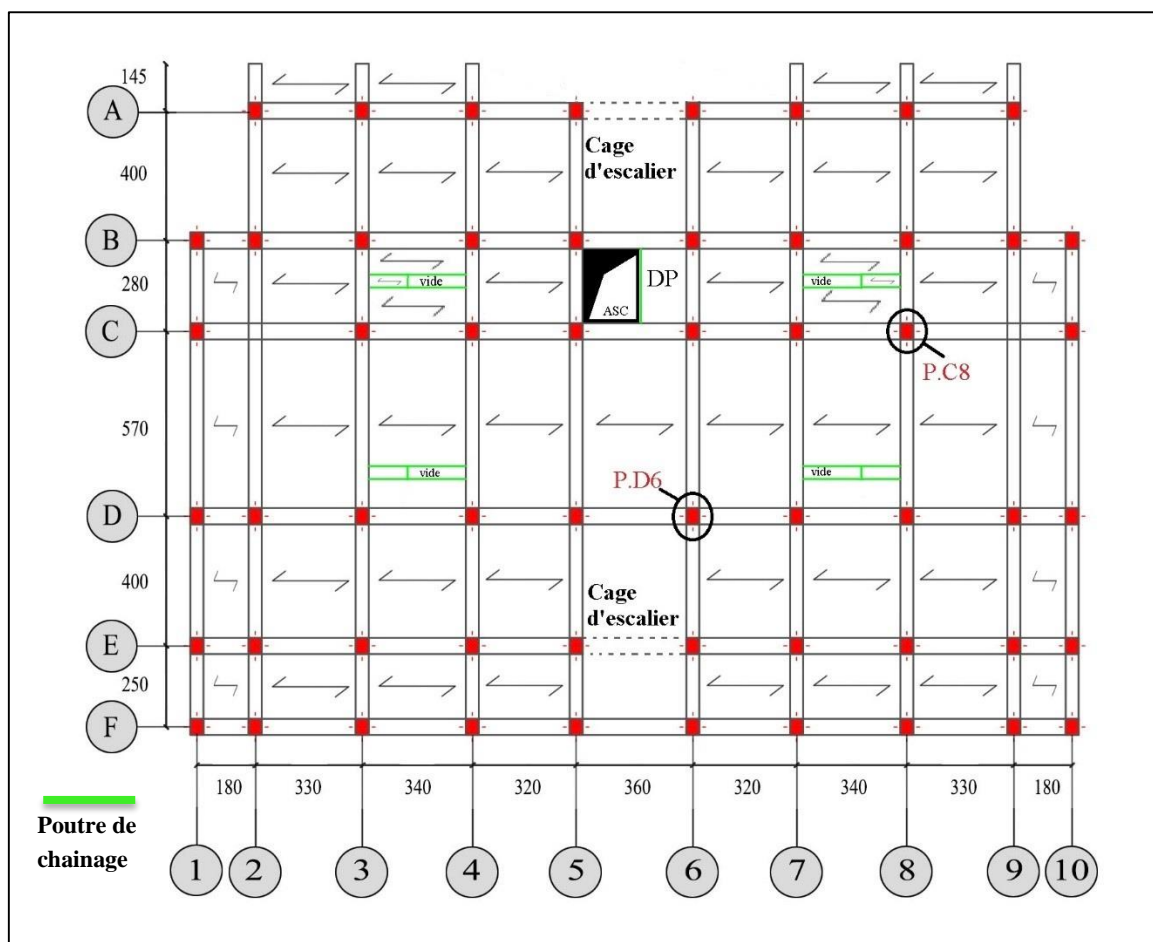


Figure II.1. Schéma de la disposition des poutrelles.

II.2.2. Les planchers :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

- Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :
 - Plancher à corps creux.
 - Plancher à dalle pleine.

a) Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le **CBA 93** :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{510-30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 21.33 \text{ Cm}$$

En prend $h_t = 24\text{cm}$

$$h_t = 24\text{cm} \begin{cases} h_{cc} = 20\text{cm} : \text{l'épaisseur de corps creux.} \\ h_{dac} = 4\text{cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$$

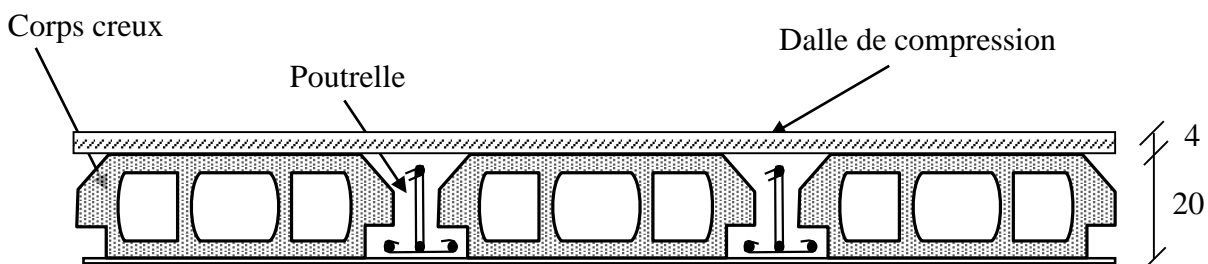


Figure II.2. Coupe du plancher à corps creux.

b) Les planchers à dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulés sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis.

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

• **Critère de coupe-feu :**

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

• **Critère de Résistance :**

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis \perp .
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appui $//$.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

❖ **Dalle sur un seul appui (D1)**

$L_x = 160\text{ cm}$; $L_y = 330\text{ cm}$

$$e \geq \frac{L_x}{20} = 8\text{cm}$$

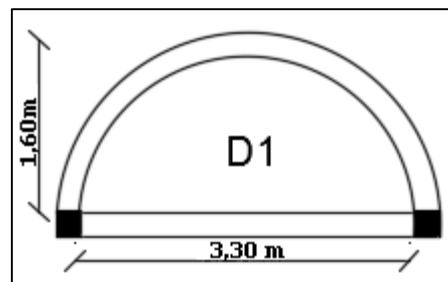


Figure II.3. Dalle sur un seul appui.

❖ **Dalle sur deux appuis (D2)**

$L_x = 160\text{ cm}$; $L_y = 300\text{ cm}$

$$\rho = \frac{160}{300} = 0.53 ; \rho > 0.4$$

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

$$4.57 \leq e \leq 5.33$$

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

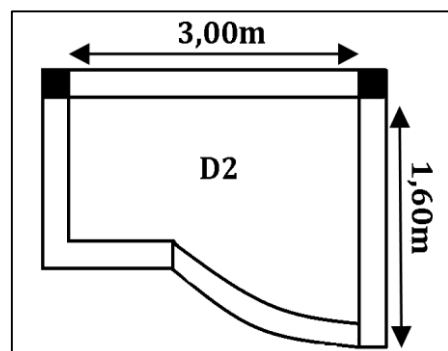


Figure II.4. Dalle sur deux appuis.

❖ **Dalle sur Trois appuis (D3)**

$$L_x = 150 \text{ cm}; L_y = 185 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{150}{185} = 0.81; \rho > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$3.30 \leq e \leq 3.75$$

$$e = 3.5 \text{ cm}$$

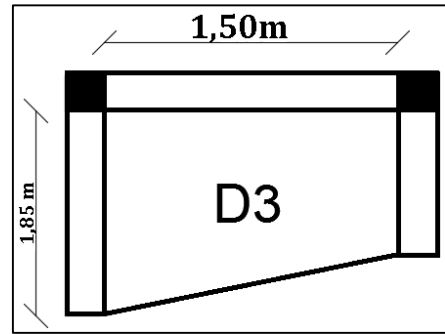


Figure II.5. Dalle sur trois appuis.

❖ **Dalle sur quatre appuis (D4)**

$$L_x = 160 \text{ cm}; L_y = 200 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{160}{200} = 0.8; \rho > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$3.56 \leq e \leq 4$$

$$e = 3.6 \text{ cm}$$

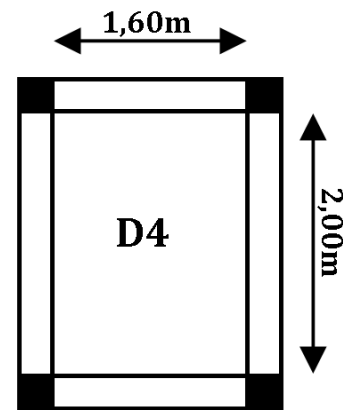


Figure II.6. Dalle sur quatre appuis.

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le Pré-dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu. D'où on opte pour une épaisseur : **e=13 cm**.

II.2.3. Les poutres :➤ **Poutres principales [P.P] :**

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

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

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

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 570 - 30 = 540 \text{ cm.} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

On prend :

$$\mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

On opte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (30×45) cm².

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

➤ **Les poutres secondaires [P. S] :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm.} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm.}$$

On prend :

$$\mathbf{h = 35 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.17 < 4$ condition vérifiée.

II.2.4. Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1. $e \geq h_e / 25$ pour les voiles simples tel que: h_e la hauteur libre d'étage
2. $e \geq 15\text{cm}$
3. $L \geq 4.e$ avec L : la largeur du voile

- h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

- e : Epaisseur du voile.
- L : Longueur du voile.

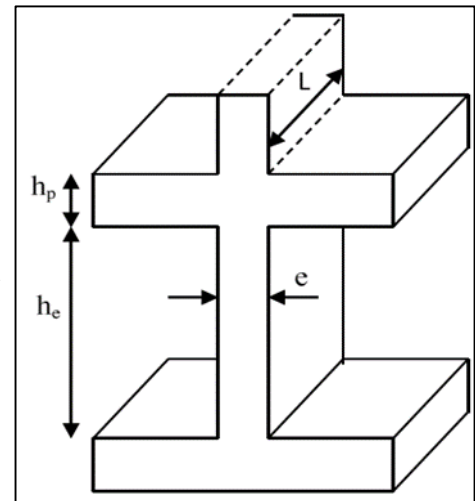


Figure II.7. Coupe verticale d'un voile.

$$h = 282\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{282}{25} \Rightarrow e = 11.28\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 15\text{cm}$** .

II.2.5. Les poutrelles :

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

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \dots\dots\dots\text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

L_x : distance entre nus des poutrelles

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$b_0 = 10\text{ cm}$.

Donc :

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

$$L_{y \text{ min}} = 180 - 30 = 150 \text{ cm}$$

$$(b - 10)/2 \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$b \leq 2 \times 15 + 10 = 40 \text{ cm}$$

Soit : **b=40cm**

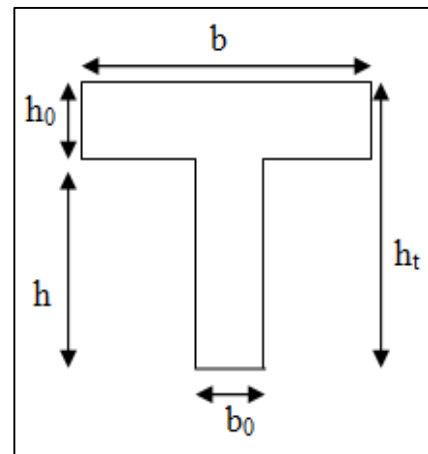


Figure II.8. Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.6. Les escaliers :

L'escalier est un élément composé d'une succession de marches qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment.

Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- (1). e (Épaisseur du palier de repos).
- (2). L_0 (Projection horizontale de la paillasse).
- (3). g (Giron) largeur de la marche.
- (4). h (Hauteur de la contre marche).
- (5). H_0 (Hauteur de la volée).
- (6). α (Inclinaison de la paillasse).

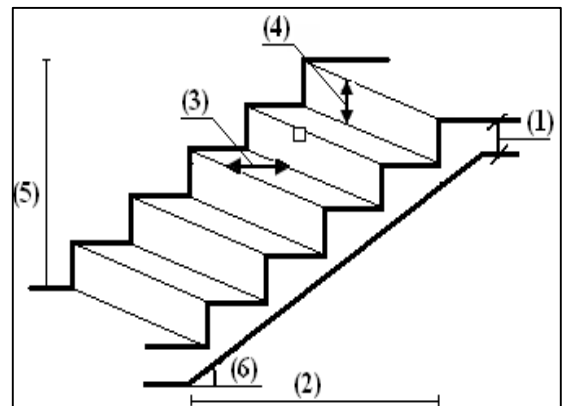


Figure II.9. Schéma de l'escalier.

• Dimensionnement :

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

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :

$$0,59\text{m} \leq g + 2 \times h \leq 0,64\text{m} \dots (1)$$

$$\text{où : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

❖ *Type 1 : escalier à deux volées RDC et les étages courants :*

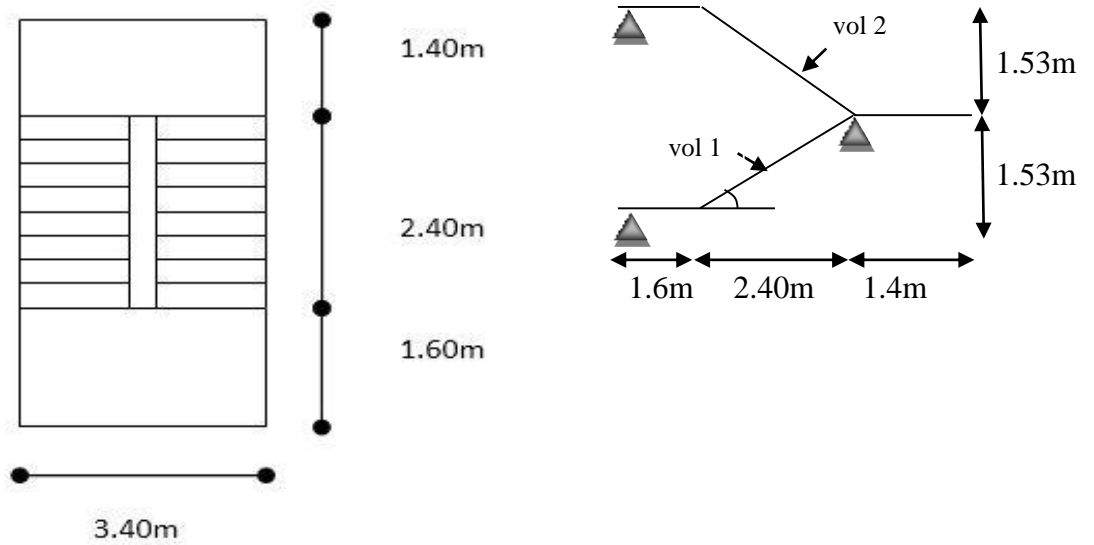


Figure II.10. Schéma de l'escalier de type 1.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de contremarches.} \\ n - 1 : \text{Nombre de marches.} \end{array} \right.$

➤ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

D'après le schéma statique du type 1 nous avons : $H_0=1.53\text{m}$; $L_0=2.4\text{m}$.

En Remplaçant g et h dans (1) on trouve :

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$.

➤ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 17cm$.

➤ **Epaisseur de la pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse (e) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; L=L_v+L_p$$

Avec L_v : longueur de la volé

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.84m$$

$$L_p = 1.6m$$

$$L = 2.84 + 1.6 = 4.44m$$

$$\frac{444}{30} \leq e \leq \frac{444}{20} \Rightarrow 14.8 \leq e \leq 22.2cm$$

Pour 2 heures de coupe-feu : $e > 11cm$

On prend : $e = 15cm$.

Pour le calcul de α :

$$\text{tg}(\alpha) = H_0/L_0 = 1.53 / 2.4 = 0.63 \quad \alpha = 32.52^\circ$$

❖ *Type 2 : escalier à deux volée de sous-sol 1 vers le RDC :*

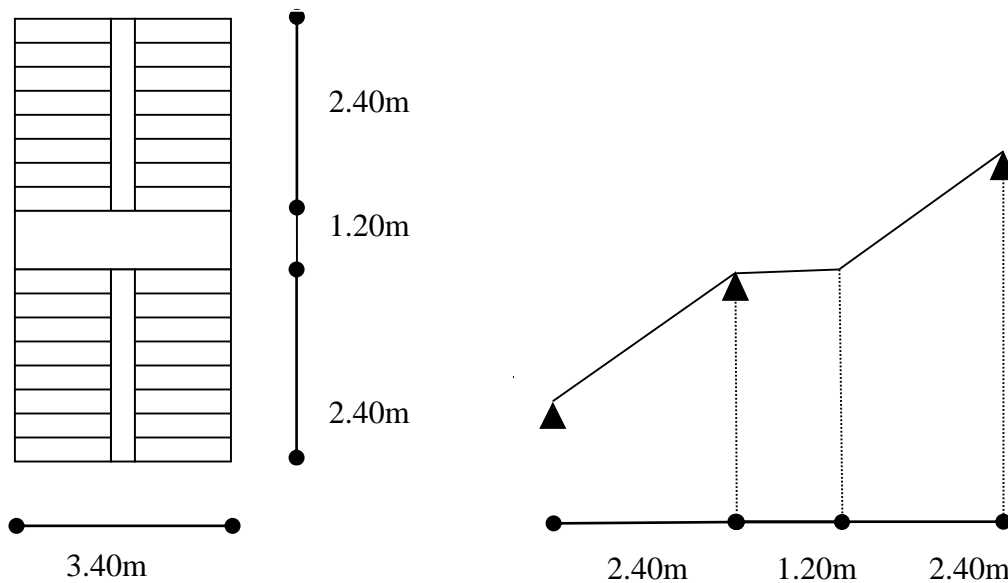


Figure II.11. Schéma de l'escalier de type 2.

➤ **Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 17cm$.

➤ **Epaisseur de la pailasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; L = L_v + L_p$$

$$L_v = (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.84m$$

$$L_p = 1.2m$$

$$L = 2.84 + 1.2 = 4.04m$$

$$\frac{404}{30} \leq e \leq \frac{404}{20} \Rightarrow 13.46 \leq e \leq 20.2cm$$

Pour 2 heures de coupe-feu : $e > 11cm$

On prend : $e = 15cm$.

Pour le calcul de α :

$$\text{tg}(\alpha) = H_0/L_0 = 1.53/2.4 = 0.63 \quad \alpha = 32.52^\circ.$$

II.2.7. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

- L : longueur de l'ascenseur $L=200$ cm.
- l: largeur de l'ascenseur $l=160$ cm.

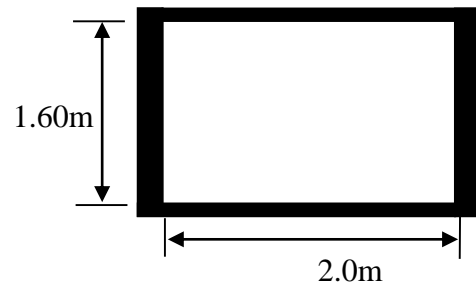


Figure II.12. Cage d'ascenseur.

II.2.8. L'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

$$H=60\text{cm}$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

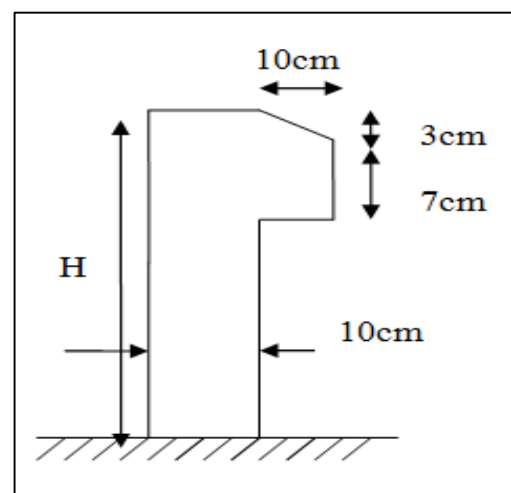


Figure II.13. Coupe de l'acrotère.

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :

❖ *Plancher terrasse inaccessible à corps creux :*

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0.24	/	3.30
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.83
Charge d'exploitation Q				1

❖ *Plancher terrasse accessible à corps creux :*

Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible à corps creux.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0.24	/	3.30
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.86
Charge d'exploitation Q				1.5

❖ *Plancher courant à corps creux (habitation) :***Tableau II.3.***Evaluation des charges du plancher courant à corps creux.*

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0.24	/	3.30
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.66
Charge d'exploitation Q				1.5

❖ *Plancher courant à corps creux (commercial) :***Tableau II.4.***Evaluation des charges du plancher commercial à corps creux.*

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (20+4) cm	0.24	/	3.30
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.66
Charge d'exploitation Q				5

❖ *Plancher courant en dalle pleine :***Tableau II.5.***Evaluation des charges du plancher courant à dalle pleine.*

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Dalle pleine	0.13	25	3.25
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.61
Charge d'exploitation Q				1.5

❖ *Volée :***Tableau II.6.** *Evaluation des charges sur la volée.*

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3	0.23
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3	0.23
3	Marche	$h/2=0.17/2$	22	1.87
4	Dalle pleine	$0.15/\cos(\alpha)$	25	4.44
5	Enduit de ciment	$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.32
6	Garde de corps	/	/	0.6
Charge permanent G				8.49
Charge d'exploitation Q				2.5

❖ *Palier :***Tableau II.7.** *Evaluation des charges du palier.*

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.18
Charge d'exploitation Q				2.5

❖ *Murs extérieurs :***Tableau II.8.** *Evaluation des charges des murs extérieurs.*

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	0.015	/	1.3
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.01	/	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
Charge permanent G				2.67

❖ *Balcon :*

Tableau II.9.*Evaluation des charges du balcon.*

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.13	25	3.25
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.68
Charge d'exploitation Q				3.5

❖ *L'acrotère :*

Tableau II.10.*Evaluation des charges de l'acrotère.*

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Béton	0.1	25	2.5
3	Enduit ciment intérieure	0.015	18	0.27
Charge permanent G				3.04

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- (1). Critère de résistance.
- (2). Critère de stabilité de forme (flambement).
- (3). Conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités à savoir :

- ✓ P C8 (Voir figure II.1)
- ✓ P D6

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveau	Dimensions (b*h) cm ²	Poids propre G(KN) {G=h*b*He *γc}
Sous-sol 1et 2	55*60	25,25
RDC et Etage 1	50*55	21,04
Etages 2et 3	45*50	17.21
Etages 4et 5	40*45	13.77
Etages 6et 7	35*40	10.71
Etages 8	30*35	8.03

Avec

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

He : hauteur du poteau $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{He = 3.06 \text{ m}} \text{ pour l'étage courant.} \\ \mathbf{He = 3.06 \text{ m}} \text{ pour les sous-sols.} \end{array} \right.$

❖ **Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau **P C8** et **P D6**.

➤ **La loi de dégression :**

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

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

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

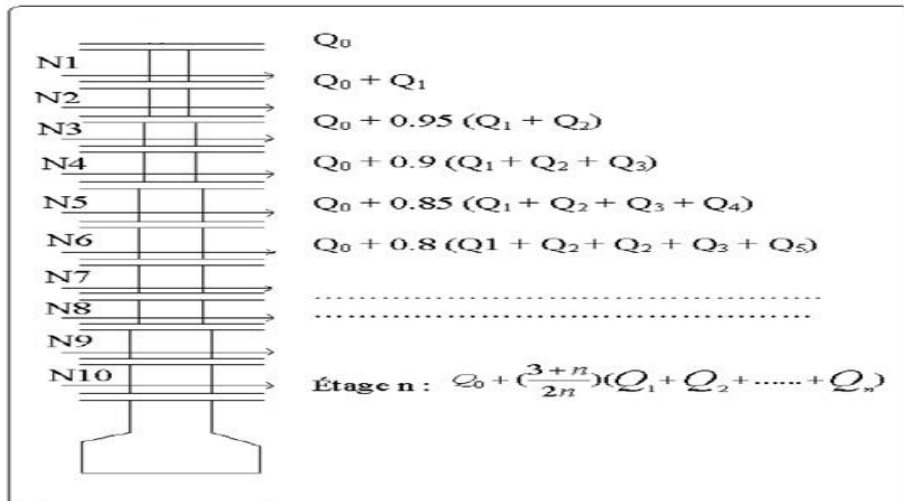


Figure II.14. Schéma de dégression des surcharges.

➤ Pour le poteau "PC8"

a) Calcul des planchers :

▪ Terrasse inaccessible et étage courant :

- Surfaces afférents :

$$S1 = 1.55 * 1.25 = 1,94\text{m}^2$$

$$S2 = 2.40 * 1.25 = 3,00\text{m}^2$$

$$S3 = 1.55 * 2.70 = 4,19\text{m}^2$$

$$S4 = 2.40 * 2.70 = 6,48\text{m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 15,60\text{m}^2$$

- Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible $15.60 \times 6,83 = 106,57\text{KN}$.

Plancher étage courant (habitation) : $15.60 \times 5.66 = 88,31\text{KN}$.

b) Calcul des poutres :

- Longueur des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 3.95\text{m} \\ L_{ps} = 3.95\text{m} \end{cases}$$

- Poids des poutres :

$$G_p = \gamma_c * h_p * b_p * L_p$$

$$\begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,45 * 0,3 * 3,95 = 13.33 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,35 * 0,3 * 3,95 = 10.37 \text{ KN} \end{cases}$$

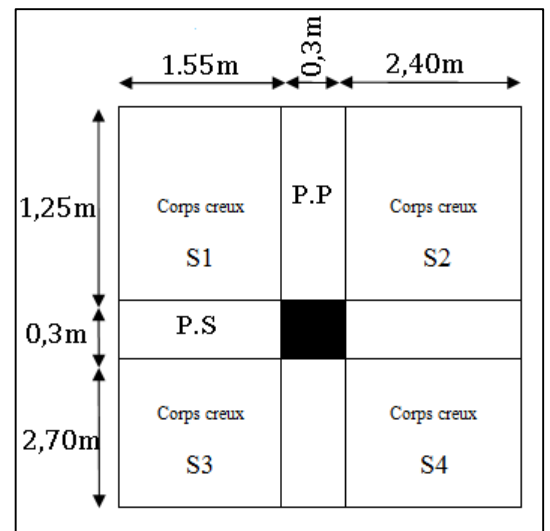


Figure II.15. La surface afférente du poteau PC8

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PC8) sont représentés dans le tableau II.12.

Tableau II.12. Evaluation de la descente de charge de poteau PC8.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	terrasse inaccessible	106.57	15.60
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (30×35) cm ²	8.03	
	Total	138,30	15,60
N2	Venant de N ₁	138.30	23,40
	Plancher étage (habitation)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	261,02	39,01
N3	Venant de N ₂	261.02	23,40
	Plancher d'étage (habitation)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	383,74	60,07
N4	Venant de N ₃	383.74	23,40
	Plancher d'étage (habitation)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (40×45) cm ²	13,77	
	Total	509,52	78,79
N5	Venant de N ₄	509.52	23.40
	Plancher d'étage (habitation)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Total	635,30	95,18
N6	Venant de N ₅	635.30	23.40
	Plancher d'étage (habitation)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (45×50) cm ²	17,21	
	Total	764,52	109,22

N7	Venant de N ₆	764.52	23.40
	Plancher d'étage (habitation)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Total	893,74	
N8	Venant de N ₇	893.74	23.40
	Plancher d'étage (habitation)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	
	Total	1026,79	
N9	Venant de N ₈	1026.79	23.40
	Plancher d'étage (habitation)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	
	Total	1159,84	
N10	Venant de N ₉	1159.84	78.01
	Plancher d'étage (commercial)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (55×60) cm ²	25.25	
	Total	1297,09	
N11	Venant de N ₉	1297.09	78.01
	Plancher d'étage (commercial)	88.31	
	PP (30×45) cm ²	13.33	
	PS (30×35) cm ²	10.37	
	Poteau (55×60) cm ²	25.25	
	Total	1434,35	
$N_s = G_t + Q_t$		$N_s = 1673,07KN$	
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t$		$N_u = 2294,45KN$	

➤ Pour le poteau "PD6"

a) Calcule des plancher :

▪ Terrasse inaccessible et étage courant :

- Surfaces afférents:

$$S1 = 1.65 * 2.70 = 4,46\text{m}^2$$

$$S2 = 1.45 * 2.70 = 3,92\text{m}^2$$

$$S3 = 1.65 * 1.85 = 3,05\text{m}^2$$

$$S4 = 1.45 * 1.85 = 2,68\text{m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 14,11\text{m}^2$$

- Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible $14,11 \times 6,83 = 96,34\text{KN}$.

Plancher étage courant (habitation) : $14,11 \times 5,66 = 79,83\text{KN}$.

▪ Sous-sol 1 - RDC (avec escalier) :

- Surfaces afférents:

$$S1 = 1.65 * 2.70 = 4,46\text{m}^2$$

$$S2 = 1.45 * 2.70 = 3,92\text{m}^2$$

$$S4 = 1.45 * 1.85 = 2,68\text{m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 11,06\text{m}^2$$

- Poids des planchers :

Plancher étage courant : $11,06 \times 5,66 = 62,56\text{KN}$

b) Calcule des éléments :

▪ Les poutres :

- Longueur des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 4.55\text{m} \\ L_{ps} = 3.10\text{m} \end{cases}$$

- Poids des poutres :

$$G_p = \gamma_c * h_p * b_p * L_p$$

$$\begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,45 * 0,3 * 4,55 = 15.36 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,35 * 0,3 * 3,10 = 8.14 \text{ KN} \end{cases}$$

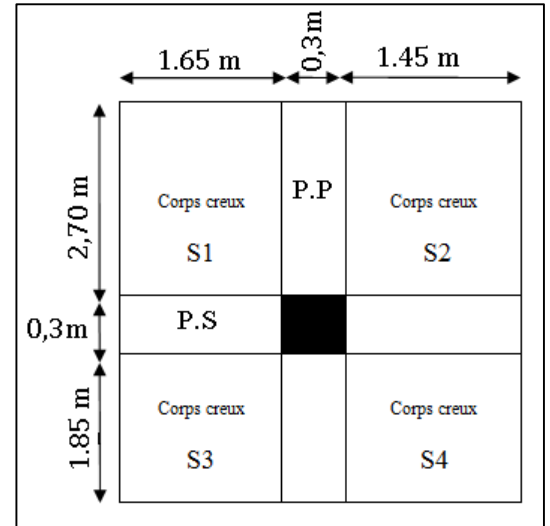


Figure II.16. La surface afférente du poteau PD6. (Terrasse inaccessible + Etage courant)

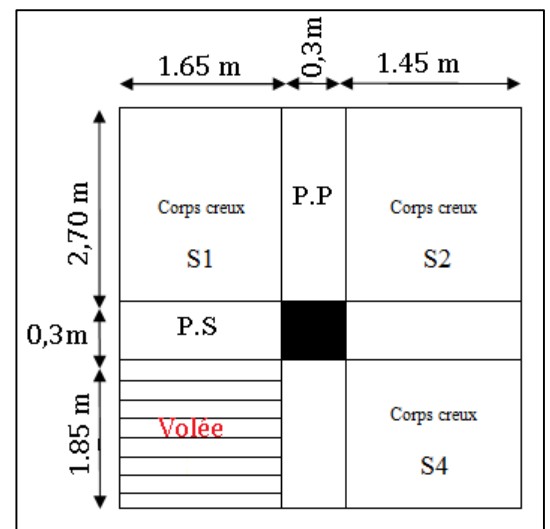


Figure II.17. La surface afférente du poteau PD6. (Sous-sol 1 - RDC)

- L'escalier :

- Surface de la volée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 32.52^\circ \\ L_v = \frac{1.85}{\cos 32.52} = 2.19m \\ S_v = 1.65 \times L_v = 1.65 \times 2.19 = 2.62m^2 \end{array} \right.$$

- Poids de la volée :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{esc} = G_v \times S_v = 8.49 \times 2.62 = 30.73KN \\ Q_{esc} = Q_v \times S_v = 2.50 \times 2.62 = 09.05KN \end{array} \right.$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PD6) sont représentés dans le tableau II.13.

Tableau II.13. Evaluation de la descente de charge de poteau PD6.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	terrasse inaccessible	96.34	14,11
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (30×35) cm ²	8.03	
	Total	127,86	14,11
N2	Venant de N ₁	127.86	21,16
	Plancher étage (habitation)	79.83	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	241,90	35,26
N3	Venant de N ₂	241.90	21,16
	Plancher d'étage (habitation)	79.83	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	355,94	54,30
N4	Venant de N ₃	355.94	21,16
	Plancher d'étage (habitation)	79.83	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Total	473,04	71,23

N5	Venant de N ₄	473.04	21,16
	Plancher d'étage (habitation)	79.83	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Total	590,14	
N6	Venant de N ₅	590.14	21,16
	Plancher d'étage (habitation)	79.83	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (45×50) cm ²	17,21	
	Total	710,68	
N7	Venant de N ₆	710.68	21,16
	Plancher d'étage (habitation)	79.83	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Total	831,22	
N8	Venant de N ₇	831.22	21,16
	Plancher d'étage (habitation)	79.83	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	
	Total	955,58	
N9	Venant de N ₈	955.58	25,63
	Plancher d'étage (habitation)	62.56	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	
	Escaliers (volée)	30.73	
	Total	1093,41	
N10	Venant de N ₉	1093.41	64,31
	Plancher d'étage (commercial)	62.56	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (55×60) cm ²	25.25	
	Escaliers (volée)	30.73	
	Total	1235,44	
N11	Venant de N ₉	1235.44	70,525

	Plancher d'étage (commercial)	79.83	
	PP (30×45) cm ²	15.36	
	PS (30×35) cm ²	8.14	
	Poteau (55×60) cm ²	25.25	
	Total	1364,01	
$N_s = G_t + Q_t \quad N_s = 1578,68KN$			
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t \quad N_u = 2163,43KN$			

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.

Poteau	G (KN)	Q (KN)	ELS	ELU
PC8	1434,35	238,72	1673,07	2294,45
PD6	1364,01	214,68	1578,68	2163,43

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (**PC8**) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de **10%**.

$$N_u' = 1.1 \times 2294.45 = \mathbf{2523,89KN}$$

$$N_u' = \mathbf{2523,89KN}$$

➤ *Vérification des poteaux :*

a) *Vérification à la compression simple :*

❖ *Sous-sol 2*

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2MPa$$

B : section du béton

$$\text{On a } B = 0.55 \times 0.6 = 0.33m^2$$

$$B \geq \frac{2523.89 \times 0.001}{14.2} \geq 0.178m^2$$

B adopté=0.33m² > B calculé=0.178m²vérifiée.

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.14.

Tableau II.15. Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu' (KN)	(a*b) cm ²	Comparaison (B ^{adop} ≥ B ^{calc})		Observation
			B ^{adop} (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
8	231,12	35*30	0.105	0,016	Vérifiée
7	451,97	40*35	0.14	0,032	Vérifiée
6	668,97	40*35	0.14	0,047	Vérifiée
5	886,64	45*40	0.18	0,062	Vérifiée
4	1100,46	45*40	0.18	0,077	Vérifiée
3	1315,52	50*45	0.225	0,093	Vérifiée
2	1526,73	50*45	0.225	0,108	Vérifiée
1	1742,45	55*50	0.275	0,123	Vérifiée
RDC	1961,27	55*50	0.275	0,138	Vérifiée
SS1	2245,15	60*55	0.33	0,158	Vérifiée
SS2	2523,89	60*55	0.33	0,178	Vérifiée

b) Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5, γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.1

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{h \times b^3}{12}$$

On prend $As = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu'}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

Br = (a-2) × (b-2), Il faut vérifier que : Br ≥ Br_{rcal}

Tableau II.16. Résultats de la vérification au flambement.

Etages	Nu(KN)	i (m)	λ	α	(B ≥ Br ^{calc})		Observation
					Br(m ²)	Br ^{calc} (m ²)	
8	231,12	0,101	21,20	0,792	0,092	0,013	Vérifiée
7	451,97	0,115	18,55	0,805	0,125	0,026	Vérifiée
6	668,97	0,115	18,55	0,805	0,125	0,038	Vérifiée
5	886,64	0,130	16,49	0,814	0,163	0,050	Vérifiée
4	1100,46	0,130	16,49	0,814	0,163	0,061	Vérifiée
3	1315,52	0,144	14,84	0,820	0,206	0,073	Vérifiée
2	1526,73	0,144	14,84	0,820	0,206	0,085	Vérifiée
1	1742,45	0,159	13,49	0,825	0,254	0,096	Vérifiée
RDC	1961,27	0,159	13,49	0,825	0,254	0,108	Vérifiée
SS1	2245,15	0,173	12,37	0,829	0,307	0,123	Vérifiée
SS2	2523,89	0,173	12,37	0,829	0,307	0,138	Vérifiée

II.5. Conclusion :

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

{	Poutres principal	45*30 cm ²
	Poutres secondaires	35*30 cm ²
	Epaisseur des voiles	e=15 cm
	Poteaux SS2 et SS1	60*55 cm ²
	Poteaux RDC et étage 1	55*50 cm ²
	Poteaux Etage 2 et étage 3	50*45 cm ²
	Poteaux Etage 4 et étage 5	45*40 cm ²
	Poteaux Etage 6 et étage 7	40*35 cm ²
	Poteaux Etage 8	35*30 cm ²

III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les poutres de chaînage.
- ✓ La dalle d'ascenseur.
- ✓ L'acrotère.

III.2. Calcul des planchers :

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines.

III.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

➤ *Poutrelles :*

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

⊗ **Méthode Forfaitaire :**

Cette méthode proposée par Le **BAEL 91 (Art.B.6.210)** pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/(l_{i+1}) \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I=\text{constant}$).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

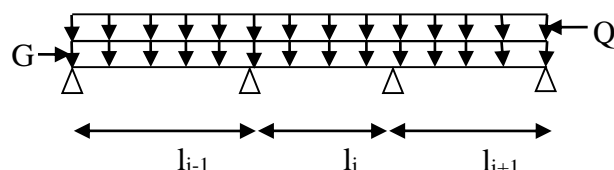


Figure III.1. Schéma d'une poutre continue .

➤ *Exposé de la méthode :*

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit α coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

a) *Moment sur appuis :*

❖ *Appuis intermédiaires :*

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

M_d : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l_i : portée de la travée.

❖ *Appui de rive :*

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le **BAEL91** préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(-0.15M_0)$.

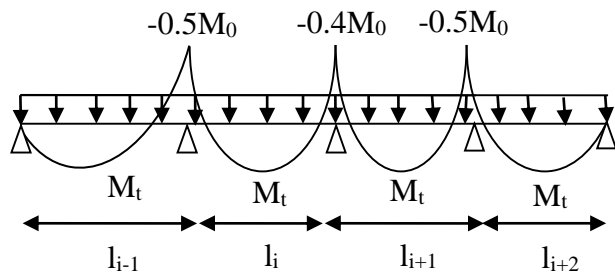


Figure III.2. Moments d'une poutre à plus de 2 travées.

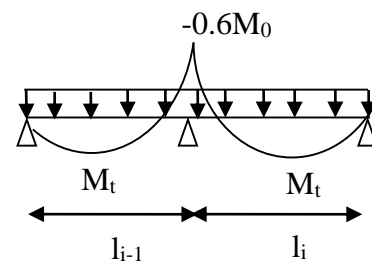


Figure III.3. Moments d'une poutre à 2 travées.

b) Moments en travées :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier

a. $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05, (1 + 0.3\alpha))M_0$

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

c) Evaluation des efforts tranchants

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode Résistance des matériaux, tenant compte de la continuité.

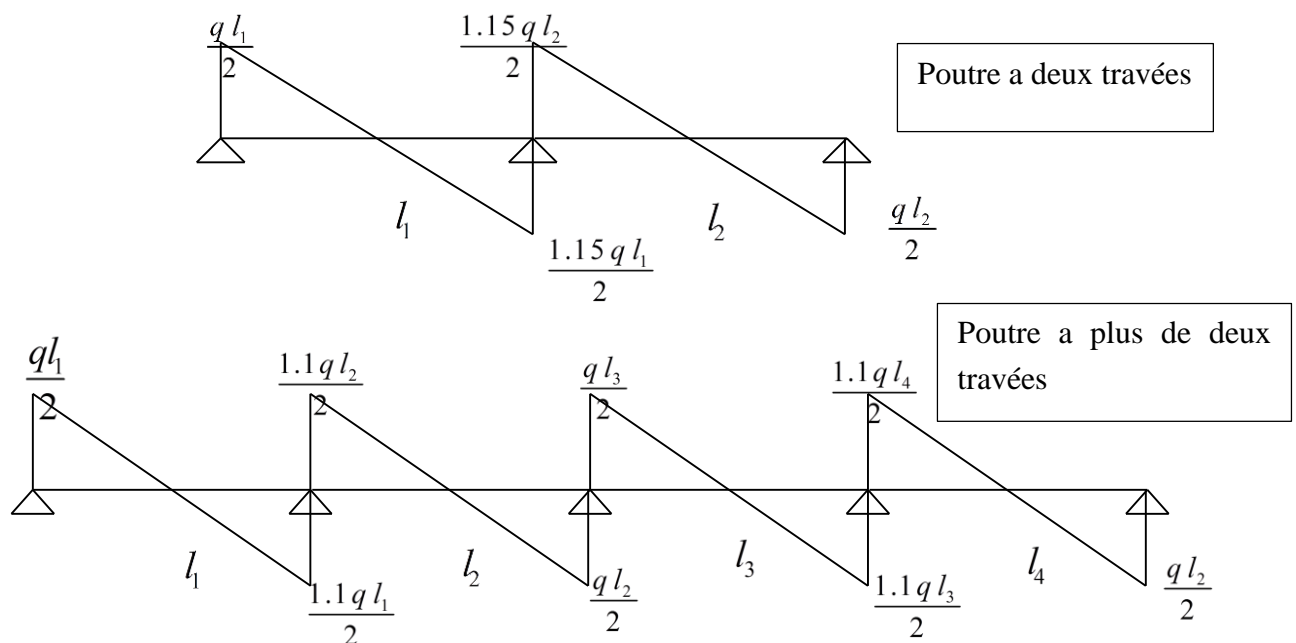


Figure III.4. Evaluation des efforts tranchants.

☛ **Méthode de Caquot :**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée.

$$(Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G))$$

➤ **Exposé de la méthode :**

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

a) **Moment sur appuis :**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

b) **Moments en travées**

$$M_l(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L-x) \times M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

c) **Evaluation des efforts tranchants**

$$V = q \times \frac{l}{2} - q \times (x) - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : Md: moment en appui de droite de la travée considérée.

Mg: moment en appui de gauche de la travée considérée.

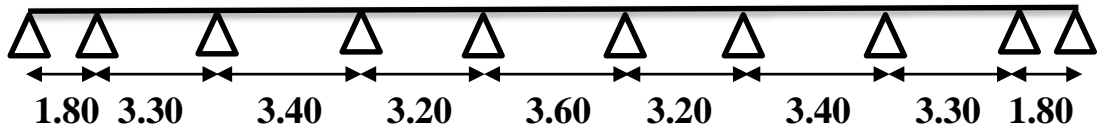
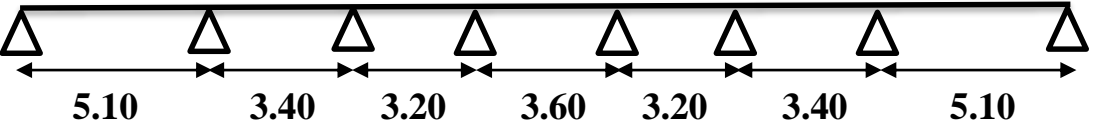
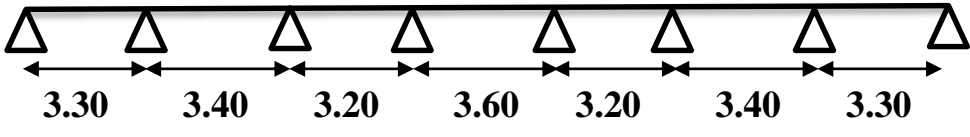
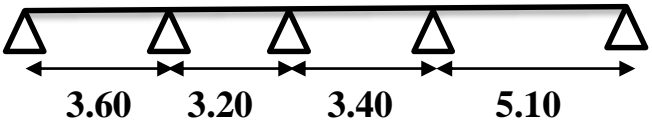
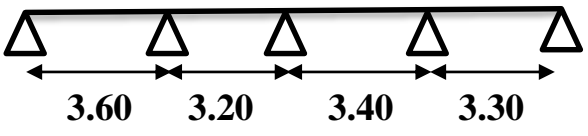
l : portée de la travée.

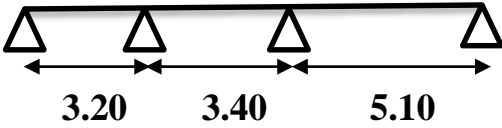
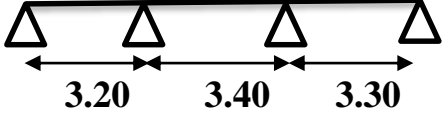
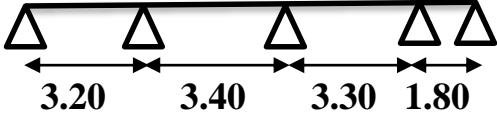
> **Remarque** : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

❖ **Différents types de poutrelles :**

On distingue sept (8) principaux types illustrés dans le tableau III.1, mais il existe d'autres types qui ne sont pas représentés dans le tableau III.1.

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles.

Types	Schéma statique
<p>1^{er} type</p> <ul style="list-style-type: none"> - Habitation. - Commercial. 	
<p>2^{ème} type</p> <ul style="list-style-type: none"> - Habitation. - Commercial. 	
<p>3^{ème} type</p> <ul style="list-style-type: none"> - Habitation. - Commercial. 	
<p>4^{ème} type</p> <ul style="list-style-type: none"> - Habitation. - Terrasse accessible. - Terrasse inaccessible. 	
<p>5^{ème} type</p> <ul style="list-style-type: none"> - Habitation. - Terrasse accessible. - Terrasse inaccessible. 	

<p>6^{ème} type</p> <ul style="list-style-type: none"> - Habitation. - Terrasse accessible. - Terrasse inaccessible. 	
<p>7^{ème} type</p> <ul style="list-style-type: none"> - Habitation. - Terrasse accessible. 	
<p>8^{ème} type</p> <ul style="list-style-type: none"> - Habitation. - Commercial 	

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant

Tableau III.2.verification d'application de la méthode forfaitaire.

Types de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 3,5,7	Vérifiées	$Q_{max}=5KN/\leq\min(5KN/m^2;2G)$ $F. P. N$ $0,8\leq(Li/Li+1) \leq 1,25$ $I = constant$	Méthode forfaitaire
Type 1,2,4 et 6	Non Vérifiées	$Li/Li+1 \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

- **Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles.**

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q$; $p_u=q_u \times b$.

ELS : $q_s=Q+G$; $p_s= q_s \times b$ avec : $b=0.65m$

Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.83	1	10.72	6.96	7.83	5.09
Terrasse accessible	6.86	1.5	11.51	7.48	8.36	5.43
Etage d'habitation	5.66	1.5	9.9	6.43	7.16	4.65
Etage commercial	5.66	5	15.14	9.84	10.66	6.92

On prendra comme exemple les poutrelles type 03 du plancher étage courant et du type 6 terrasse inaccessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

✓ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 3 (étage courant)**

➤ **Calcul des moments :**

a) **Moment isostatique :**

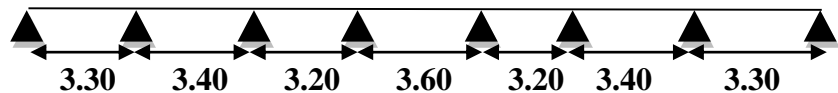


Figure III.5. Schéma statique de poutrelle type 3.

A l'ELU

$$\text{Travée A-B} \quad M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.42 \times 3.3^2}{8} = 8.73 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} \quad M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.42 \times 3.4^2}{8} = 9.27 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} \quad M_0^{CD} = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} = \frac{6.42 \times 3.2^2}{8} = 8.21 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée D-E} \quad M_0^{DE} = \frac{p_u l_{DE}^2}{8} = \frac{6.42 \times 3.6^2}{8} = 10.40 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée E-F} \quad M_0^{EF} = \frac{p_u l_{EF}^2}{8} = \frac{6.42 \times 3.2^2}{8} = 8.21 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée F-G} \quad M_0^{FG} = \frac{p_u l_{FG}^2}{8} = \frac{6.42 \times 3.4^2}{8} = 9.27 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée G-H} \quad M_0^{GH} = \frac{p_u l_{GH}^2}{8} = \frac{6.42 \times 3.3^2}{8} = 8.73 \text{KN.m}$$

A'ELS

$$\text{Travée A-B} \quad M_0^{AB} = 6.32 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} \quad M_0^{BC} = 6.71 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} \quad M_0^{CD} = 5.95 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée D-E} \quad M_0^{DE} = 7.53 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée E-F} \quad M_0^{EF} = 5.95 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée F-G} \quad M_0^{FG} = 6.71 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée G-H} \quad M_0^{GH} = 6.32 \text{KN.m}$$

b) Moment en appuis :**❖ Appuis de rive :**

$$M_A = M_H = 0$$

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

$$M_A = M_H = -0.15 \times 10.40 = -1.56 \text{KN.m} \quad (\text{ELU})$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 7.53 = -1.12 \text{KN.m} \quad (\text{ELS})$$

❖ Appuis intermédiaires :**A'ELU**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 9.27 = -4.63 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times 9.27 = -3.70 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \times 10.40 = -4.16 \text{KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \times 10.40 = -4.16 \text{KN.m}$$

$$M_F = -0.4 \times 9.27 = -3.70 \text{KN.m}$$

$$M_G = -0.5 \times 9.27 = -4.63 \text{KN.m}$$

A P'ELS

$$M_B = -0.5 \times 6.71 = -3.35 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times 6.71 = -2.68 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \times 7.53 = -3.01 \text{KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \times 7.53 = -3.01 \text{KN.m}$$

$$M_F = -0.4 \times 6.71 = -2.68 \text{KN.m}$$

$$M_G = -0.5 \times 6.71 = -3.35 \text{KN.m}$$

c) Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.66} = 0.209$$

$$\alpha = 0.209 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0627 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2627 \end{cases}$$

A P'ELU**Travée A-B**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 8.73 - \frac{4.63}{2} = 6.96 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 8.73 = 5.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(6.96 ; 5.51) \rightarrow M_t = 6.96 \text{KN.m}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 9.27 - \frac{4.63 + 3.70}{2} = 5.68 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 9.27 = 5.85 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(5.68 ; 5.85) \rightarrow M_t = 5.85 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 8.21 - \frac{3.70 + 4.16}{2} = 4.79 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 8.21 = 5.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(4.79 ; 5.18) \rightarrow M_t = 5.18 \text{ KN.m}$$

Travée D-E

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 10.40 - \frac{4.16 + 4.16}{2} = 6.89 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 10.40 = 6.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(6.89 ; 6.56) \rightarrow M_t = 6.89 \text{ KN.m}$$

Travée E-F

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 8.21 - \frac{3.70 + 4.16}{2} = 4.79 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 8.21 = 5.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(4.79 ; 5.18) \rightarrow M_t = 5.18 \text{ KN.m}$$

Travée F-G

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 9.27 - \frac{4.63 + 3.70}{2} = 5.68 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 9.27 = 5.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(5.68 ; 5.85) \rightarrow M_t = 5.85 \text{ KN.m}$$

Travée G-H

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 8.73 - \frac{4.63}{2} = 6.96 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 8.73 = 5.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(6.96 ; 5.51) \rightarrow M_t = 6.96 \text{KN.m}$$

A P'ELS**Travée A-B**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 6.32 - \frac{3.35}{2} = 5.04 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 6.32 = 3.90 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(5.04 ; 3.90) \rightarrow M_t = 5.04 \text{KN.m}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 6.71 - \frac{3.35 + 2.68}{2} = 4.11 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 6.71 = 4.23 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(4.11 ; 4.23) \rightarrow M_t = 4.23 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 5.95 - \frac{2.68 + 3.01}{2} = 3.47 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 5.95 = 3.75 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(3.47 ; 3.75) \rightarrow M_t = 3.75 \text{KN.m}$$

Travée D-E

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 7.53 - \frac{3.01 + 3.01}{2} = 4.99 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 7.53 = 4.75 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(4.99 ; 4.75) \rightarrow M_t = 4.99 \text{KN.m}$$

Travée E-F

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 5.95 - \frac{2.68 + 3.01}{2} = 3.47 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 5.95 = 3.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(3.47 ; 3.75) \rightarrow M_t = 3.75 \text{ KN.m}$$

Travée F-G

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 6.71 - \frac{3.35 + 2.68}{2} = 4.11 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 6.71 = 4.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(4.11 ; 4.23) \rightarrow M_t = 4.23 \text{ KN.m}$$

Travée G-H

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0627 \times 6.32 - \frac{3.35}{2} = 5.04 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2627}{2} \times 6.32 = 3.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(5.04 ; 3.90) \rightarrow M_t = 5.04 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts tranchants :****A L'ELU****Travée A-B**

$$V_A = \frac{6.42 \times 3.3}{2} = 10.55 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -10.59 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.42 \times 3.4}{2} = 12.00 \text{ KN}$$

$$V_C = -10.92 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_B = \frac{6.42 \times 3.2}{2} = 10.27 \text{ KN}$$

$$V_C = -10.27 \text{ KN}$$

Travée D-E

$$V_B = \frac{6.42 \times 3.6}{2} = 11.56 \text{ KN}$$

$$V_C = -11.56 \text{ KN}$$

Travée E-F

$$V_E = \frac{6.42 \times 3.2}{2} = 10.27 \text{ KN}$$

$$V_F = -10.27 \text{ KN}$$

Travée F-G

$$V_F = \frac{6.42 \times 3.4}{2} = 10.92 \text{ KN}$$

$$V_G = 1.1 \times \frac{6.42 \times 3.4}{2} - 12.00 \text{ KN}$$

Travée G-H

$$V_G = 1.1 \times \frac{6.42 \times 3.3}{2} = 11.65 \text{ KN}$$

$$V_H = -10.59 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 6 (terrasse inaccessible)**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car

$$L_i / (L_i + 1) = 3.4 / 5.10 = 0,66 \notin [0,8 ; 1,25]$$

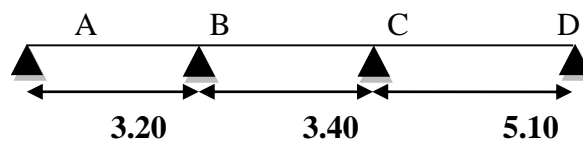


Figure III.6. Schéma statique de poutrelle type 6

Tableau III.4. charges qui reviennent sur la poutrelle type 6.

Désignation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.55	1	7.64	4.96	5.55	3.60

➤ *Calcul des moments :*

• **Moments aux appuis**

$$G' = 2/3G$$

$$M_A = M_D = 0 = -0.15M_0^{CD}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -2.41 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -1.75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$- L' = 0.8 \times 3.4 = 2.72 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -\frac{4.96 \times (3.2^3 + 2.78^3)}{8.5 \times (3.2 + 2.78)} = -5.21 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -\frac{3.60 \times 3.2^3 + 2.72^3}{8.5 \times (3.3 + 2.72)} = -3.78 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_C = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -\frac{4.96 \times (2.72^3 + 5.10^3)}{8.5 \times (3.72 + 5.10)} = -11.40 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -\frac{3.60 \times 2.72^3 + 5.10^3}{8.5 \times (2.72 + 5.10)} = -8.27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

d) Moments en travées**Travée A-B**

$$x = \frac{3.2}{2} - \frac{0 - (-5.21)}{6.96 \times 3.2} = 1.36m$$

$$M_0(x) = \frac{6.96 \times 1.36}{2} \times (3.2 - 1.36) = 8.7KN.m$$

$$M(x) = 8.7 + \left(-5.21 \times \frac{1.36}{3.2} \right) = 6.48KN.m$$

$$M_t \begin{cases} \text{ELU: } 6.48KN.m \\ \text{ELS: } 4.75KN.m \end{cases}$$

Travée B-C

$$x = \frac{3.4}{2} - \frac{-5.21 - (-11.4)}{6.96 \times 3.4} = 1.43m$$

$$M_0(x) = \frac{6.96 \times 1.43}{2} \times (3.4 - 1.43) = 9.8KN.m$$

$$M(x) = 9.8 + \left(-5.21 \times \left(1 - \frac{1.43}{3.4}\right) - 11.4 \times \left(\frac{1.43}{3.4}\right) \right) = 1.98KN.m$$

$$M_t \begin{cases} \text{ELU: } 1.98KN.m \\ \text{ELS: } 1.48KN.m \end{cases}$$

Travée C-D

$$x = \frac{5.1}{2} - \frac{(-11.4)}{6.96 \times 5.1} = 2.87m$$

$$M_0(x) = \frac{6.96 \times 2.87}{2} \times (5.1 - 2.87) = 22.27KN.m$$

$$M(x) = 22.27 + \left(-11.4 \times \left(1 - \frac{2.87}{5.1}\right) \right) = 17.28KN.m$$

$$M_t \begin{cases} \text{ELU: } 17.28KN.m \\ \text{ELS: } 12.65KN.m \end{cases}$$

➤ *Les efforts Tranchants :*

$$V = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée A-B

$$V_A = \frac{6.96 \times 3.2}{2} + \frac{-5.21 - 0}{3.2} = 9.51 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{6.43 \times 3.2}{2} + \frac{-5.21 - 0}{3.2} = -12.76 \text{KN}$$

Travée B-C

$$V_B = \frac{6.96 \times 3.4}{2} + \frac{-5.21 + 11.40}{3.4} = 13.65 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{-6.96 \times 3.4}{2} + \frac{-5.21 + 11.40}{3.4} = -10.01 \text{KN}$$

Travée C-D

$$V_C = \frac{6.96 \times 5.1}{2} + \frac{-11.40 + 0}{5.10} = 15.51 \text{KN}$$

$$V_D = \frac{-6.96 \times 5.1}{2} + \frac{-11.40 + 0}{5.1} = -19.98 \text{KN}$$

Les résultats des sollicitations pour les autres types sont présentés dans les tableaux ci-après :

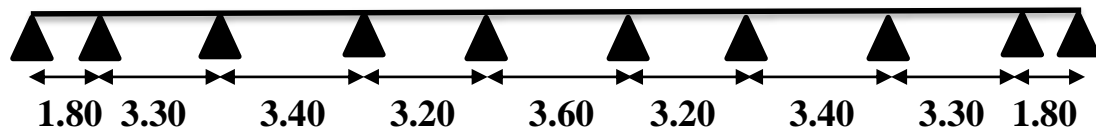


Figure III.7. Schéma poutrelle type 1

Tableau III.5. Les sollicitations de la poutrelle type I (Etage commercial).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	- 2,39	-1,68	5,347
		J	- 2,39	-1,68	-5,347
	Appuis intermédiaires	B	-6,319	-4,449	15,632
		C	-8,322	-5,859	-16,846
		D	-8,092	-5,697	-16,664
		E	-8,655	-6,094	17,716
		F	-8,655	-6,094	-17,716
		G	-8,092	-5,697	16,664
		H	-8,322	-5,859	16,846
		I	-6,319	-4,449	-15,632
	Moment en travées	AB	1,453	1,023	
		BC	6,096	4,291	
		CD	6,015	4,235	
		DE	4,226	2,975	
		EF	7,289	5,131	
		FG	4,226	2,975	
		GH	6,015	4,235	
		IH	6,096	4,291	
	IJ	1,453	1,023		

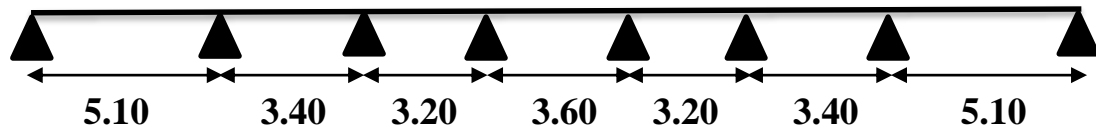


Figure III.8. Schéma poutrelle type 2

Tableau III.6. Les sollicitations de la poutrelle type 2 (Etage commercial).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	-4,79	-3,37	20,662
		H	-4,79	-3,37	-20,662
	Appuis intermédiaires	B	-2,621	-15,926	-29,533
		C	-8,092	-5,697	15,571
		D	-8,655	-6,094	17,716
		E	-8,655	-6,094	-17,716
		F	-8,092	-5,697	-15,571
		G	-22,621	-15,926	29,533
	Moment en travées	AB	21,688	15,269	
		BC	-0,207	-0,146	
		CD	4,226	2,975	
		DE	7,289	5,131	
		EF	4,226	2,975	
		FG	-0,207	-0,146	
	GH	21,688	15,269		

Tableau III.7. Les sollicitations de la poutrelle type 2 (Etage d'habitation).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	-2,32	-1,66	14,242
		H	-2,32	-1,66	-14,242
	Appuis intermédiaires	B	-10,973	-7,879	-18,546
		C	-3,925	-2,819	10,201
		D	-4,198	-3,015	11,572
		E	-4,198	-3,015	-11,572
		F	-3,925	-2,819	-10,201
		G	-10,973	-7,879	18,546
	Moment en travées	AB	15,776	11,448	
		BC	2,175	1,614	
		CD	4,168	3,041	
		DE	6,217	4,524	
		EF	4,168	3,041	
		FG	2,175	1,614	
	GH	15,776	11,448		

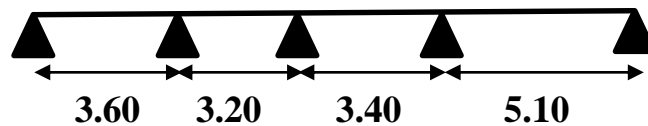


Figure III.9. Schéma poutrelle type 4

Tableau III.8. Les sollicitations de la poutrelle type 4 (Terrasse accessible).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	-2,66	-1,92	11,625
		E	-2,66	-1,92	-16,611
	Appuis intermédiaires	B	-6,634	-4,783	-15,31
		C	-4,502	-3,246	-11,305
		D	-12,586	-9,074	21,547
	Moment en travées	AB	9,031	6,574	
		BC	4,039	2,962	
		CD	2,645	1,962	
		DE	18,44	13,422	

Tableau III.9. Les sollicitations de la poutrelle type 4 (Terrasse inaccessible).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)	Appuis de rive	A	-2,42	-1,76	10,87
		E	-2,42	-1,76	-15,528
	Appuis intermédiaires	B	-6,022	-4,373	-14,215
		C	-4,087	-2,968	-10,544
		D	-11,425	-8,297	20,009
	Moment en travées	AB	8,478	6,204	
		BC	3,891	2,864	
		CD	2,647	1,964	
		DE	17,302	12,66	

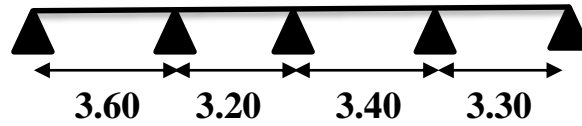


Figure III.10. Schéma poutrelle type 5.

Tableau III.10. Les sollicitations de la poutrelle type 5 (Terrasse accessible).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	-1,81	-1,32	13,468
		E	-1,81	-1,32	-12,345
	Appuis intermédiaires	B	-6,061	-4,402	-14,814
		C	-4,324	-3,141	12,719
		D	-5,406	-3,926	-13,991
	Moment en travées	AB	9,741	7,075	
		BC	5,046	3,665	
		CD	6,527	4,74	
		DE	8,029	5,831	



Figure III.11. Schéma poutrelle type 6 .

Tableau III.11. Les sollicitations de la poutrelle type 6 (Terrasse accessible).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)	Appuis de rive	A	-2,66	-1,92	10,172
		D	-2,66	-1,92	-16,611
	Appuis intermédiaires	B	-5,756	-4,15	-13,77
		C	-12,586	-9,074	21,547
	Moment en travées	AB	6,915	5,035	
		BC	1,91	1,433	
		CD	18,44	13,422	

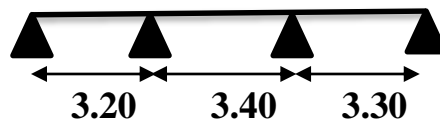


Figure III.12. Schéma poutrelle type 7.

Tableau III.12. Les sollicitations de la poutrelle type 7 (Terrasse accessible).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	-1,62	-1,17	11,971
		D	-1,62	-1,17	-12,345
	Appuis intermédiaires	B	-5,406	-3,926	13,991
		C	-5,406	-3,926	-13,991
	Moment en travées	AB	7,388	5,367	
		BC	5,986	4,348	
		CD	8,029	5,831	

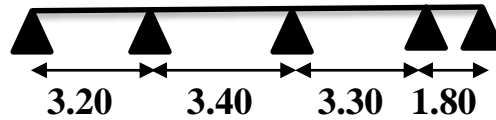


Figure III.13.Schéma poutrelle type 8.

Tableau III.13.Les sollicitations de la poutrelle type 8(Etage commercial).

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	-2,13	-1,49	12,514
	Appuis intermédiaires	B	-10,345	-7,283	-18,98
		C	-8,322	-5,859	16,846
		D	-6,319	-4,449	-15,632
		E	-2,13	-1,49	-5,347
	Moment en travées	AB	7,956	5,601	
		BC	4,906	3,454	
		CD	6,096	4,291	
		DE	1,453	1,023	

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle « type 6 Etage commercial » qui est sollicitée par :

A l'ELU : $M_t^{\max} = 17.28 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = - 11.40 \text{ KN.m}$

$V^{\max} = 19.98 \text{ KN}$

$M_a^{\text{rive}} = -2.41 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_t^{\max} = 12.65 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = - 8.27 \text{ KN.m}$

$M_a^{\text{rive}} = -1.75 \text{ KN.m}$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

b=40cm; b₀=10cm; h=20cm; h₀ =4cm; ht=24cm.

➤ *Calcul à l'ELU :*

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a) *Ferrailage en travée*

❖ *Armature longitudinales*

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.40 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 45.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 45.44 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 17.28 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{17.28 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.22^2 \times 0.40} = 0.0628 < \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0628}) = 0.081$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.0628) = 0.212 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{17.28 \times 10^{-3}}{0.212 \times 348} = 2.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.3 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.7 \text{ cm}^2$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 40 \times 22 \times 2.1}{400} = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

b) Ferrailage en appuis :

• Appuis intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.40 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.1658$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1658}) = 0.22$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.22) = 0.20 \text{ m} ;$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{11.40 \times 10^{-3}}{0.20 \times 348} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

On choisit : $A_a = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{ cm}^2$.

• Appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.41 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.0445$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.0445) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{2.41 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{rive} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

On choisit : $A_{rive} = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$.

c) Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 19.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{19.98 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

❖ Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1\min}; h/35; b_0/10)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8; 24/35; 10/10) = 0.68 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisit un étrier avec $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

❖ Espacement

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 19.8\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 79\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

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

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

❖ *Vérification des armatures longitudinales*> **Appuis de rives**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 19.98 \times 10^{-3}}{400} = 0.57 \text{ cm}^2$$

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

$A_L = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 3.2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

> **Appuis intermédiaires**

$$V_u = 19.98 \text{ KN} \quad ; \quad F_c = \frac{Mu}{0.9d} = \frac{-11.40}{0.9 \times 0.22} = -57.57 \text{ KN}$$

On a $|F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = 19.98 - 57.57 = -37.59 < 0$

\Rightarrow Les A_L^{inf} ne sont soumises à aucun effort de traction

> **Vérification de la jonction table-nervure**

On doit vérifier que

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

Avec :

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

$$\tau_u = \frac{19.98 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.22 \times 0.40 \times 0.04} = 1.73 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13, f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

> **Vérification de la bielle**

$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ avec $a = \min(a_1 ; a_2)$

$$a_1 = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19 \text{ cm}$$

$$a_2 = l_a - 2 \times c = 30 - 4 = 26 \text{ cm} \quad \text{avec } l_a : \text{ largeur de l'appui.}$$

$V_u = 19.98 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.19 \times 0.1 \times 25 = 126 \text{ KN}$; **condition vérifiée**

Tableau III.14. Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

Position	Nature	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	A _{ado} (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	17.03	0.06	0.07	21.3	2.29	1.72	2HA8+1HA12=2.34
	App(inter)	11.42	0.166	0.05	21.5	1.52	0.26	2HA10=1.57
	App(rive)	2.42	0.035	0.044	21.6	0.32	0.26	1HA10=0.79
Terrasse accessible	Travée	18.44	0.061	0.07	21.3	2.48	1.72	2HA12+1HA8=2.76
	App(inter)	12.58	0.18	0.25	21.5	1.82	0.26	1HA10+1HA12=1.92
	App(rive)	2.66	0.038	0.048	21.5	0.35	0.26	1HA10=0.79
Etages courants	Travée	15.77	0.05	0.064	21.4	2.11	1.72	2HA8+1HA12=2.34
	App(inter)	10.97	0.15	0.20	20	1.57	0.26	1HA10+1HA12=1.92
	App(rive)	2.32	0.033	0.041	21	0.31	0.26	1HA10=0.79
Etage commercial	Travée	21.68	0.07	0.09	21.2	2.93	1.72	2HA12+1HA10=3.05
	App(inter)	22.62	0.32	0.5	17.6	3.38	0.26	3HA12
	App(rive)	4.79	0.06	0.07	21.3	0.64	0.26	1HA10=0.79

d) Vérification à l'ELS

❖ État limite d'ouverture des fissures

BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

❖ État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

> **En travée**- **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{40 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.11(22 - 4) = -284 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure

$$\Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 * 2.1 * 10^{-4} + 0 + (0.40 - 0.10)0.04]y - 15(2.1 * 10^{-4} * 0.22 + 0) - (0.40 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.9 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0.40}{3} \times 0.019^3 + 15 \times 2.11 \times 10^{-4} (0.22 - 0.019)^2 - (0.40 - 0.10) \frac{(0.019 - 0.04)^3}{3}$$

$$I = 1,2970 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{12.65 \times 10^{-3} \times 0.019}{1,2970 \times 10^{-4}} = 1.85 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.85 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \quad (\text{BAEL E.III.2})$$

> **En appuis intermédiaires**- **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{40 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.63(22 - 4) = -120.1 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 * 1.63 * 10^{-4} + 0 + (0.40 - 0.10)0.04]y - 15(1.63 * 10^{-4} * 0.22 + 0) - (0.40 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.8 \text{ cm}$$

- *Moment d'inertie*

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0.40}{3} \times 0.018^3 + 15 \times 1.63 \times 10^{-4} (0.22 - 0.018)^2 - (0.40 - 0.10) \frac{(0.018 - 0.04)^3}{3}$$

$$I = 1,0066 \times 10^{-4} m^4$$

Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{8.27 \times 10^{-3} \times 0.018}{1,0066 \times 10^{-4}} = 1.47 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.47 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.15. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				En appuis				observation
	M _t KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} Mpa	M _t KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} Mpa	
étage habitation	11.44	4.15	11585	4.09	7.87	3.6	8983.4	3.15	Vérifiée
Terrasse accessible	13.42	4.5	13642	4.42	9.07	3.8	10292	3.34	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	12.66	4.2	12343	4.3	8.29	3.59	8073.4 7	3.26	Vérifiée
Etage commercial	15.26	4.8	15531	4,71	15 .92	5,3	18626	4.53	Vérifiée

❖ *État limite de déformation**BAEL91 (Article L.VI, 2)*

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

> **Évaluation de la flèche**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{510} = 0.047 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000}\right) + 0.5 = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01cm$$

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- Évaluation des moments en travée

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.3 = 2.145KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.66 = 3.679KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.66 + 1.5) = 4.65KN / m$$

$$M_{jser} = 0,8 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0,8 \times \frac{2.145 \times 5.1^2}{8} = 8,58KN.m$$

$$M_{gser} = 0,8 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0,8 \times \frac{3.679 \times 5.1^2}{8} = 14.2KN.m$$

$$M_{pser} = 0,8 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0,8 \times \frac{4,65 \times 5,1^2}{8} = 15,12 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes** (σ_s)

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 276,313 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 209,919 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 349,541 \text{ Mpa}$$

- **Évaluation des flèches :**

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

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4,1 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \cdot h^2 / 2 + (b - b_0) h_0^2 / 2 + n(A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times 24^2 / 2 + (65 - 10) \times 4^2 / 2 + 15(3,05 \times 22)}{10 \times 24 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 3,05} = 8,55 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 - b_0 \frac{(y_G - h)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15(A(d - y_G)^2 + A'(d - y_G)^2)$$

$I_0 = 36693 \text{ m}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)).

$$A_s = 2,1 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,1}{10 \times 22} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 4,2656 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 1,7062 \quad \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

- **Calcul des inerties fictives :**

✓ **Inerties fictives (If)**

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.63$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.70$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.76$$

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

$$If_{ij} = 8506,1 \text{ cm}^4 ; \quad If_{ig} = 7842,5 \text{ cm}^4 ; \quad If_{ip} = 7424,2 \text{ cm}^4 ; \quad If_{vg} = 1442 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches**

$$f_{ji} = \frac{9.06 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 8506,1 \times 10^{-8}} = 8,56 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{11.96 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 7842,5 \times 10^{-8}} = 12,22 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{15.12 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 7424,2 \times 10^{-8}} = 16,33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{15.12 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 10721.4 \times 14420 \times 10^{-8}} = 19,94 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **La flèche totale Δf**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 15,49 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 1.54 \text{ cm} > f_{adm} = 1.01 \text{ cm}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche n'est pas vérifiée. On augmente la section A_{st} , b et b_0 tel que : $b=65 \text{ cm}$, $b_0=12$

- Plancher d'habitation $A_{st}=3.39 \text{ cm}^2$ (3HA12)
- Terrasse accessible $A_{st}=3.39 \text{ cm}^2$ (3HA12)

- Terrasse inaccessible $A_{st} = 3,05 \text{ cm}^2$ (2HA12+1HA10)
- Etage commercial $A_{st} = 4.2 \text{ cm}^2$ (2HA14+1HA12) et $h_0 = 5 \text{ cm}$

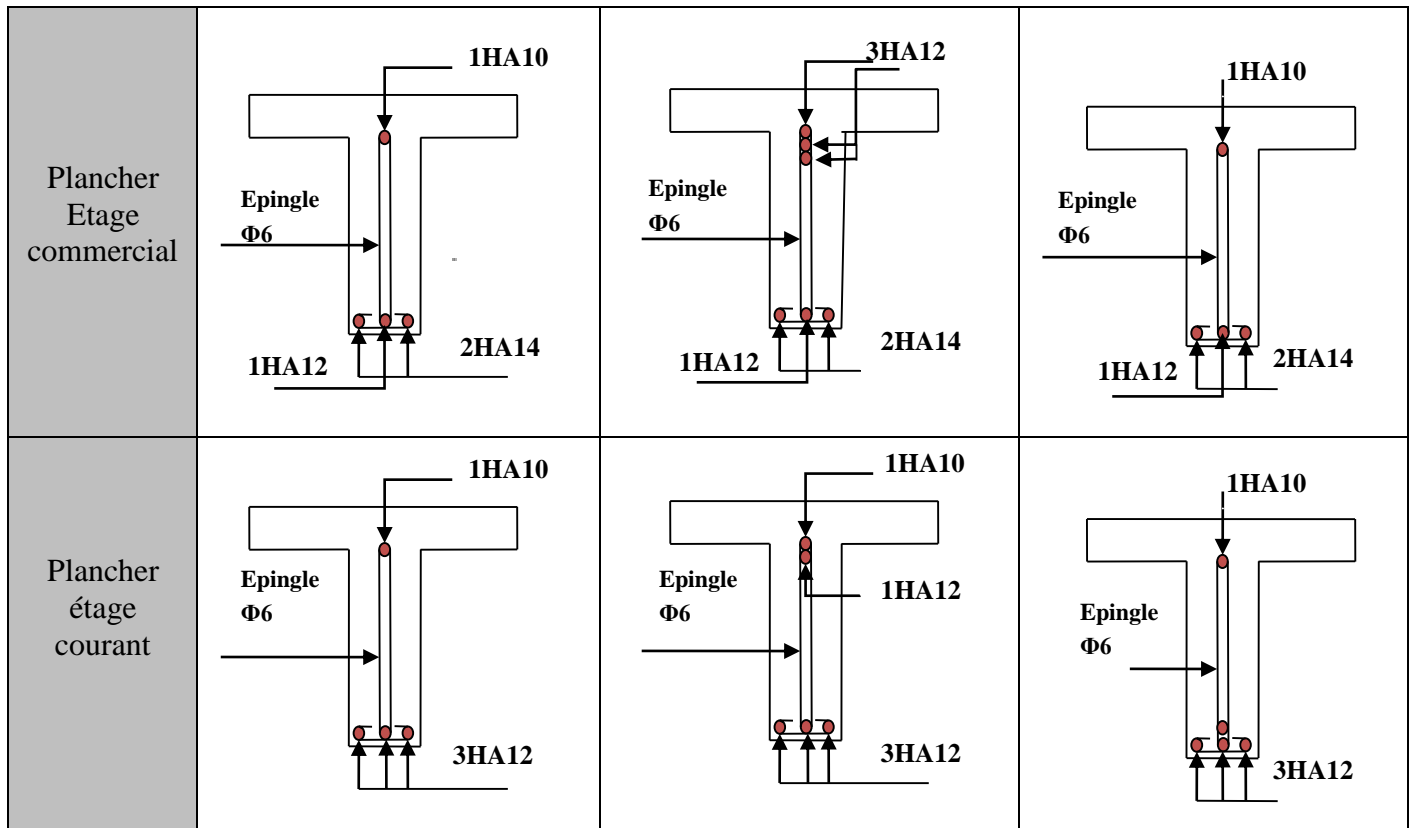
Tableau III.16. Vérification de la flèche.

Planchers	Planche d'habitation	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible	Etage commercial
q_{jser} (KN/m)	2.79	3.57	3.57	2.79
q_{gser} (KN/m)	3.67	4.45	4.43	3.67
q_{pser} (KN/m)	4.65	5.43	5.08	6.29
M_{jser} (KN.m)	5.5	9,2	9.2	5.5
M_{gser} (KN.m)	9.56	11,54	11.54	9.56
M_{pser} (KN.m)	12.10	14,13	13.23	18.02
I_0 (cm ⁴)	35451	35451	34433	38809
ρ	0.012	0.012	0.010	0.015
λ_i	3.28	3.28	3.74	2.58
λ_v	1.31	1.31	1.49	1.03
σ_{sj} (Mpa)	83.25	138.75	157.17	110.03
σ_{sg} (Mpa)	142.78	173.06	195.17	113.22
σ_{sp} (Mpa)	180.63	210.90	223.75	213.67
μ_j	0.42	0.59	0.59	0.59
μ_g	0.60	0.65	0.65	0.60
μ_p	0.66	0.70	0.69	0.79
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	16531	13212	11779	16801
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	13082	12321	10964	16652

I_{ip} (cm ⁴)	12174	11699	10550	14334
I_{vg} (cm ⁴)	21757	20898	19112	26263
f_{ji} (mm)	2.70	5.64	6.32	4.43
f_{gi} (mm)	5.86	7.54	8.43	4.60
f_{pi} (mm)	7.96	9.68	9.36	10.07
f_{gv} (mm)	10.57	13.34	14.52	8,75
Δf (mm)	9.97	9.83	9.81	9.79
f_{adm} (mm)	10.1	10.1	10.1	10.1
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau III.17. Ferrailage des poutrelles.

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	travée
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher terrasse accessible			



➤ *Étude de la dalle de compression*

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

a) *Armatures perpendiculaires aux poutrelles*

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) *Armatures parallèles aux poutrelles*

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé *TS Φ5 150×150*

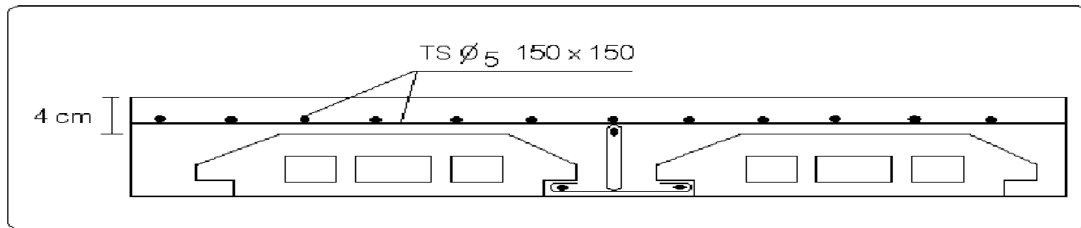


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Étude des dalles pleines :

➤ Introduction

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée (sur 1, 2, 3 ou 4 appuis appui), comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$\rho \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens

$\rho > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

➤ Panneau de la dalle sur 1 appuis

$L_x = 1.60 \text{ m} ; L_y = 3.30 \text{ m}.$

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

$G = 5.61 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{ver}} = 25 \times 2 \times e = 0,5 \text{ KN/m}^2$

$q = G_{\text{ver}} \times 2.86 = 0,5 \times 2.86 = 1.43 \text{ KN}$

a) A l'ELU :

❖ Calcul des sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \\ q_u = 1,35 q \\ M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + q_u \times l \\ V_u = P_u \times l + q_u \end{array} \right.$$

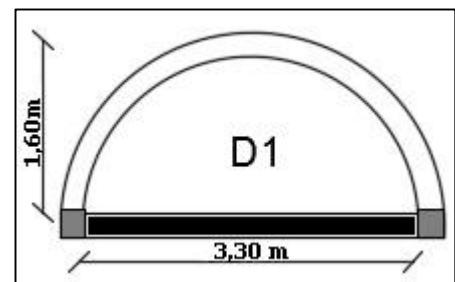


Figure III.15. Schéma dalle sur 1 appuis.

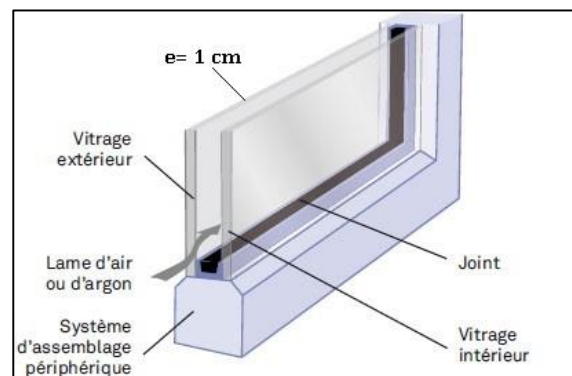


Figure III.16. Schéma d'une baie vitrée.

$$P_u = (1.35 \times 5,61 + 1.5 \times 1,5) = \mathbf{9.82 \text{ KN/m}}$$

$$q_u = 1.35 \times 1.43 = \mathbf{1.93 \text{ KN/m}}$$

$$M_u = [(9,82 \times 1.60^2) / 2] + 1.93 \times 1.60 = \mathbf{15,65 \text{ KN.m}}$$

$$V_u = (9.82 \times 1.60) + 1.43 = \mathbf{17,14 \text{ KN}}$$

❖ Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.091 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091}) = 0.119$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.084) = 0.104$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{15.65 \times 10^{-3}}{0.104 \times 348} = 4.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} < A_s$$

Donc on adopte $A_t = 4.32 \text{ cm}^2$

On choisit $4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Les armatures de répartition :

$$A_y = \left(\frac{A_t}{3} \right) = \left(\frac{4.52}{3} \right) = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. resultats de ferrailage dalle l'appuis

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{opt} (cm^2/ml)	$S_t(\text{cm})$
15.65	0.091	0.119	0.104	4.32	1.57	4HA12=4.52	25

- Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(2.5h; 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 15\text{cm}; 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 4HA12, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifié.

- Vérification des diamètres des barres

$$\Phi = 12 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.155\text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{Mpa}$$

$\bar{\tau} > \tau$ Condition vérifiée. \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) A l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$M_s = \frac{p_s \times l^2}{2} + q_s \times l^2$$

$$P_s = 5.61 + 1.5 = 7.11\text{KN/m}$$

$$M_s = [(7.11 \times 1.60^2) / 2] + 1.43 \times 1.60 = 11,38 \text{ KN.m}$$

- Vérification de σ_{bc} (Béton) :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 11) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 745,8 = 0$$

$$y = 3,24 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,24^3 + 15 \times 4,52 (11 - 3,24)^2$$

I=5216.49 cm⁴

Calcul de σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = (11,38 \times 10^{-3} \times 0,0324) / (5216,49 \times 10^{-8}) = 7,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

- **Vérification de σ_{st} (Acier)**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 11,38 \times 10^{-3} \times (0,11 - 0,0324)] / 6742,52 \times 10^{-8} = 253,80 \text{ MPa.}$$

Fissuration nuisible →

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{bc}} < \overline{\sigma_{st}} \rightarrow \text{Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\beta = \frac{11,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 201,63} = 4,66 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0,32$

$$A_{st} = 4,56 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- *La flèche :*

$$\frac{h_t}{l} = \frac{13}{160} = 0.081 > \frac{3}{80} = 0.0375$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.081 > \frac{M_{ser}}{20 \times M_{ser}} \Rightarrow 0.26 > \frac{11.38}{20 \times 11.38} = 0.05$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0043 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

c) *Résultat du ferrailage :*

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

d) *Schéma de ferrailage*

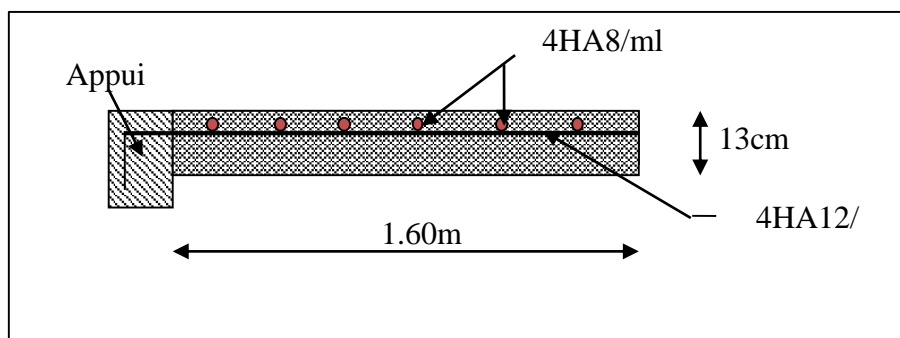


Figure III.17. schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui.

➤ **Panneau de la dalle sur 2 appuis**

$L_x = 1.60 \text{ m} ; L_y = 3.00 \text{ m}$

$G = 5.61 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.53 > 0.4$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

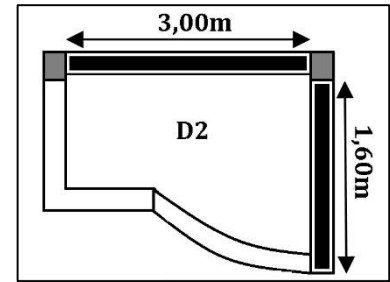


Figure III.18. Schéma dalle sur 2 appuis.

a) **A l'ELU :**

❖ **Calcul des sollicitations :**

$P_u = (1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 1.5) = 9,82 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0922 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(annexe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0922 \times 9.82 \times 1.60^2 = 2.31 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.2500 \times 2.31 = 0.57 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

> **Calcul des moments**

- **En travée** $\left\{ \begin{array}{l} M^t_x = 0.85 M_{0u}^x = 1.96 \text{ KN.m} \quad (\text{Panneau de rive}) \\ M^t_y = 0.85 M_{0u}^y = 0.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

- **En appuis** $\left\{ \begin{array}{l} M^a_x = -0.3 M_{0u}^x = -0.69 \text{ KN.m} \\ M^a_y = -0.3 M_{0u}^y = -0.17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

❖ **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

✓ **Selon L_x**

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.011 \text{ KN.m}$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.004 \text{ KN.m}$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.005$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.010) = 0.109$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} = 0.51 \times 10^{-4} m^2$$

✓ Selon Ly

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.002 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002}) = 0.003$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.003) = 0.109$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{0.48 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} = 0.12 \times 10^{-4} m^2$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.004) = 0.109$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^a}{z \times f_{st}} = \frac{0.69 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} = 0.18 \times 10^{-4} m^2$$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.001 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.001}) = 0.001$$

$$z = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.001) = 0.109$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{0.17 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} = 0.04 \times 10^{-4} m^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{x\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y\min} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} > A_t$ Condition non Vérifiée. Donc on ferraille avec A_{\min}

Tableau III.19. resultats de ferrailage dalle deux appuis.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.31	0.011	0.014	0.109	0.51	1.28	3,14=4HA10	25
Y	0.48	0.002	0.003	0.109	0.12	1.04	3,14=4HA10	25
En appui								
X	0.69	0.004	0,003	0,109	0,18	1.28	2,01=4HA8	25
Y	0.17	0.001	0.001	0.109	0.04	1.04	2,01=4HA8	25

- **Vérification des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min (4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

- **Vérification des diamètres des barres**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{mm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de cisaillement**

$$V_{\max} = \text{Max}(V_x; V_y) \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{P_u L_x}{3} = \frac{9.82 \times 1.6}{3} = 5.23\text{KN} \\ V_y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 11.63\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{11.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.105\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

b) A'ELS

$$P_s = 5.61 + 1.5 = 7.11\text{KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0961 \\ \mu_y = 0.3949 \dots\dots\dots\text{BAEL (annexe 1)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.0566 \times 9.31 \times 1.6^2 = 1.74\text{KN / ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7933 \times 2.56 = 0.69\text{KN / ml} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^{tx} = 0.85M_0^x = 1.48\text{KN / ml} \\ M_{ser}^{ty} = 0.85M_0^y = 0.58\text{KN / ml} \\ M_{ser}^{ax} = -0.3M_0^x = 0.517\text{KN / ml} \\ M_{ser}^{ay} = -0.3M_0^y = 0.20\text{KN / ml} \end{array} \right.$$

- La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau III.20. Vérification des contraintes du béton pour la dalle sur deux appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
X	2.78	3898.6	1.06	15	Vérifié
Y	2.78	3898.6	0.41	15	Vérifié
En appuis					
X	2.29	2687.6	0.44	15	Vérifié
Y	2.29	1538.7	0.3	15	Vérifié

- La vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots (I)$$

Fissuration nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Tableau III.21. Vérification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur deux appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	σ _{st} < σ̄ _{st}
X	2.78	3898.6	47.00	201.63	Vérifié
Y	2.78	3898.6	18.56	201.63	Vérifié
En appuis					
X	2.29	2687.6	25.50	201.63	Vérifié
Y	2.29	1538.7	17.59	201.63	Vérifié

- *État limite de déformation*

✓ Selon x

$$\frac{h}{L_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.09 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{ser}^{lx}}{20 \times M_0^x} \Rightarrow 0.09 > \frac{1.48}{20 \times 1.74} = 0.0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

✓ Selon y

$$\frac{h}{L_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.05 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ser}^{ly}}{20 \times M_0^y} \Rightarrow 0.05 > \frac{0.58}{20 \times 0.69} = 0.0420 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

c) *Résultat du ferrailage :*

En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{st}^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En appui

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

d) *Schéma de ferrailage*

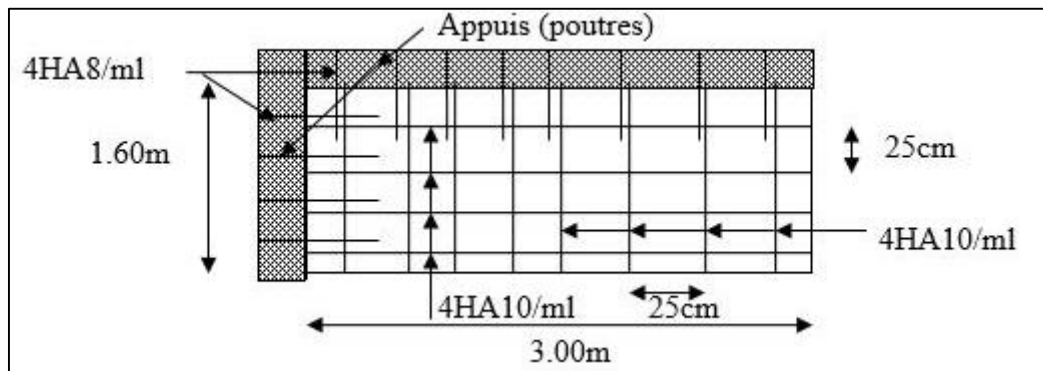


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis .

➤ *Panneau de la dalle sur 3 appuis (Balcon)*

$L_x = 1.50 \text{ m} ; L_y = 1.85 \text{ m}$

$G = 5.68 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.81 > 0.4$

$L_x > \frac{L_y}{2} = \frac{1.85}{2} = 0.925\text{m}$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

a) *A l'ELU :*

❖ *Calcul des sollicitations :*

$P_u = 1.35 \times 5.68 + 1.5 \times 3.5 = 12.91 \text{ KN/ml.}$

$M_0^x = p \times \frac{L_y^3}{24} = 3.40 \text{ KN.m}$

$M_0^y = p \times \frac{L_y^2}{8} \times \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + p \times \frac{L_y^3}{48} = 4.88 \text{ KN.m}$

> **Calcul des moments**

- *En travée* $\left\{ \begin{array}{l} M^t_x = 0.85M_{0u}^x = 2.89 \text{ KN.m} \quad (\text{Panneau de rive}) \\ M^t_y = 0.85M_{0u}^y = 4.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

- *En appuis* $\left\{ \begin{array}{l} M^a_x = -0.3M_{0u}^x = -1.02 \text{ KN.m} \\ M^a_y = -0.3M_{0u}^y = -1.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

❖ *Ferraillage :*

Tableau III.22. Résultats du ferraillage dalle 3 appuis.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.89	0.016	0.021	0.109	0.76	1.13	3,14=4HA10	25
Y	4.14	0.024	0.030	0.108	1.09	1.04	3,14=4HA10	25
En appui								
X	1.02	0.005	0,007	0,109	0,26	1.13	2,01=4HA8	25
Y	1.46	0.008	0.010	0.109	0.38	1.04	2,01=4HA8	25

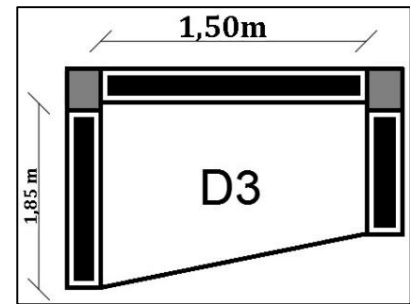


Figure III.20. Schéma de dalle sur 3 appuis (balcon).

- *Vérification de la condition de non fragilité*

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$$

- *Vérification des espacements*

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

- *Vérification des diamètres des barres*

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- *Vérification de cisaillement*

$$V_{\max} = \text{Max}(V_x; V_y) \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{P_u L_x}{3} = \frac{12.91 \times 1.5}{3} = 6.45\text{KN} \\ V_y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 8.49\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{08.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.077\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

b) A l'ELS :

$$P_s = 5.68 + 3.5 = 9.18\text{KN/ml.}$$

$$M_0^x = p \times \frac{L_y^3}{24} = 2.42\text{KN.m}$$

$$M_0^y = p \times \frac{L_y^2}{8} \times \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + p \times \frac{L_y^3}{48} = 3.46\text{KN.m}$$

- *Calcul des moments*

✓ **En travée** $\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^{tx} = 0.85M_{0u}^x = 2.05\text{KN.m} \quad \text{(Panneau de rive)} \\ M_{ser}^{ty} = 0.85M_{0u}^y = 2.94\text{KN.m} \end{array} \right.$

✓ **En appuis** $\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^{ax} = -0.3M_{0u}^x = -0.72\text{KN.m} \\ M_{ser}^{ay} = -0.3M_{0u}^y = -1.04\text{KN.m} \end{array} \right.$

- *La vérification de la contrainte dans le béton :*

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau III.23. *Verification des contraintes du béton pour la dalle sur 3 appuis.*

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
X	2.5	3922.7	1.33	15	Vérifié
Y	2.5	3919.7	1.92	15	Vérifié
En appuis					
X	2.00	2706.8	0.54	15	Vérifié
Y	2.00	2704	0.78	15	Vérifié

- *La contrainte dans l'acier*

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots (I)$$

Fissuration nuisible → $\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Tableau III.24. *Verification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur 3 appuis.*

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	σ _{st} < σ̄ _{st}
X	2.5	3922.7	66.62	201.63	Vérifié
Y	2.5	3919.7	95.28	201.63	Vérifié
En appuis					
X	2.00	2706.8	36.17	201.63	Vérifié
Y	2.00	2704	51.75	201.63	Vérifié

- *État limite de déformation*

✓ Selon x

$$\frac{h}{L_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.10 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{ser}^{tx}}{20 \times M_0^x} \Rightarrow 0.10 > \frac{2.05}{20 \times 2.42} = 0.0423 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

✓ Selon y

$$\frac{h}{L_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.05 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ser}^{ty}}{20 \times M_0^y} \Rightarrow 0.05 > \frac{2.94}{20 \times 3.46} = 0.0424 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

c) *Résultat du ferrailage :*

En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{st}^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En appui

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

d) *Schéma de ferrailage*

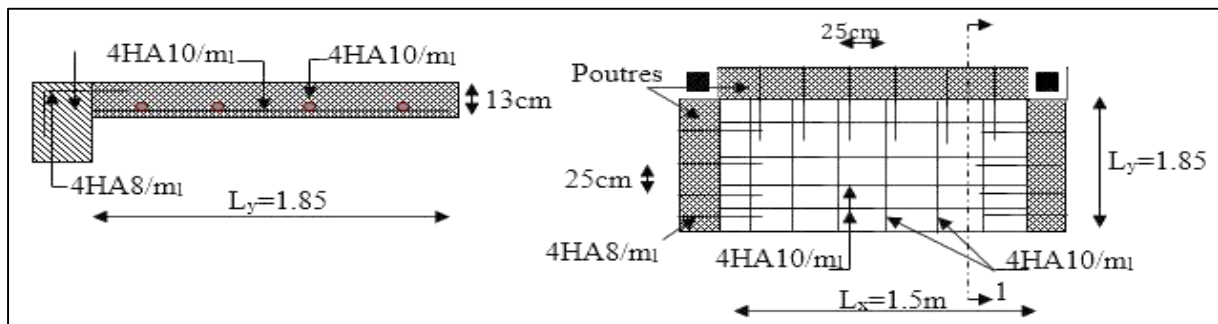


Figure III.21. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

➤ **Panneau de la dalle sur 4 appuis (en face de l'ascenseur)**

$$L_x = 1.60 \text{ m} ; L_y = 2.00 \text{ m}$$

$$G = 6.81 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.8 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

a) **A l'ELU :**

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$P_u = (1.35 \times 6.81 + 1.5 \times 2.5) = \mathbf{12, 94 \text{ KN.m}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(annexes 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 1.85 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 1.10 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

> **Calcul des moments**

$$\checkmark \text{ En travée } \left\{ \begin{array}{l} M^t_x = 0.75 M_{0u}^x = 1.39 \text{ KN.m} \quad \text{(Panneau intermédiaire)} \\ M^t_y = 0.75 M_{0u}^y = 0.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\checkmark \text{ En appuis } \left\{ \begin{array}{l} M^a_x = -0.3 M_{0u}^x = -0.55 \text{ KN.m} \\ M^a_y = -0.3 M_{0u}^y = -0.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Ferraillage :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

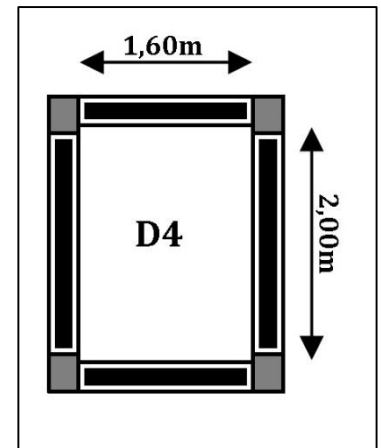


Figure III.22. Schéma de dalle sur 4 appuis.

Tableau III.25. Résultats du ferrailage dalle 4 appuis.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ² / ml)	St (cm)
X	1.39	0.008	0.010	0.109	0.36	1.14	3,14=4HA10	25
Y	0.83	0.004	0.006	0.109	0.21	1.04	3,14=4HA10	25
En appui								
X	0.55	0.003	0,004	0,109	0,14	1.14	2,01=4HA8	25
Y	0.33	0.001	0.002	0.109	0.08	1.04	2,01=4HA8	25

- Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e$$

- Vérification des espacements

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

- Vérification des diamètres des barres

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de cisaillement

$$V_{max} = \text{Max}(V_x; V_y) \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{P_u L_x}{3} = \frac{12.94 \times 1.6}{3} = 6.90\text{KN} \\ V_y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 9.24\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{09.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.079\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

b) A l'ELS

$$P_s = 6.81 + 2.5 = 9.31 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexes 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 1.49 \text{ KN / ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1.06 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^{lx} = 0.75 M_0^x = 1.12 \text{ KN / ml} \\ M_{ser}^{ly} = 0.75 M_0^y = 0.79 \text{ KN / ml} \\ M_{ser}^{ax} = -0.3 M_0^x = 0.44 \text{ KN / ml} \\ M_{ser}^{ay} = -0.3 M_0^y = 0.31 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Tableau III.26. Vérification des contraintes du béton pour la dalle sur 4 appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
X	2.78	3898.6	0.80	15	Vérifié
Y	2.78	3898.6	0.56	15	Vérifié
En appuis					
X	2.29	2687.6	0.38	15	Vérifié
Y	2.29	2687.6	0.27	15	Vérifié

- État limite d'ouverture des fissures

La FPN \Rightarrow aucune vérification à faire.

- **État limite de déformation**

✓ **Selon x**

$$\frac{h}{L_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.09 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{ser}^{tx}}{20 \times M_0^x} \Rightarrow 0.09 > \frac{1.12}{20 \times 1.49} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

✓ **Selon y**

$$\frac{h}{L_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.075 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ser}^{ty}}{20 \times M_0^y} \Rightarrow 0.075 > \frac{0.79}{20 \times 1.06} = 0.0372 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

c) Résultat du ferrailage :

En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{st}^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En appui

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

d) Schéma de ferrailage

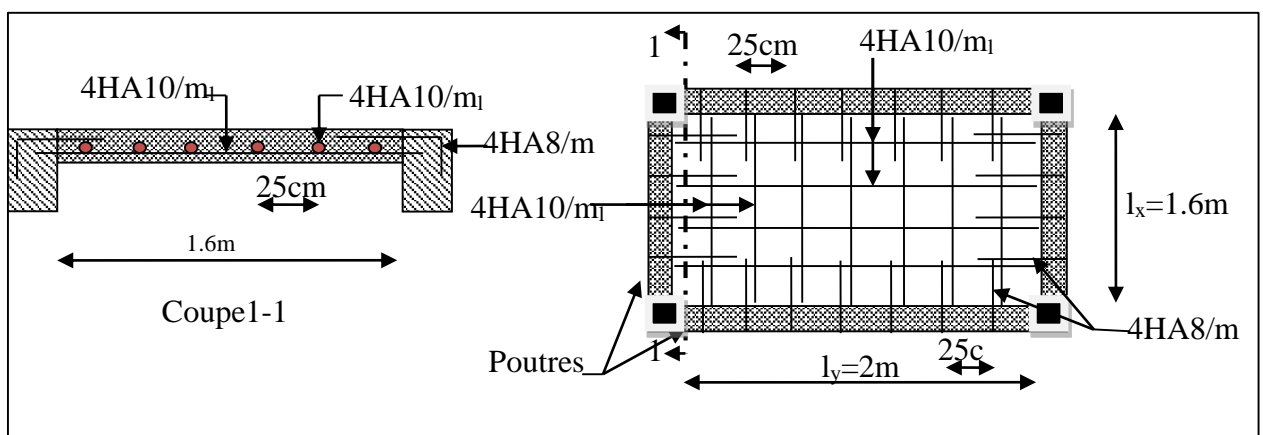


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.3. Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

III.3.1. Calcul de l'escalier Type 1 (étages courants)

➤ *Les chargements :*

On a - Palier : $G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2$

- Volée : $G_v = 8.49 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Combinaison de charges**

❖ *Pour la volée*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 15.21 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 1 = 10.74 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

❖ *Pour le palier*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.99 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 7.68 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.99 \times 1.6 + 15.21 \times 2.84 + 10.99 \times 1.2$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 73.42 \text{ KN} .$$

$$\begin{aligned} \sum M / A = 0 &\Rightarrow (10.99 \times 1.6 \times \frac{1.6}{2}) + (15.21 \times 2.84) (\frac{2.84}{2} + 1.6) + (10.99 \times 1.2) (\frac{1.2}{2} + 4.4) \\ &= R_B (1.2 + 4.4) \end{aligned}$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{210.97}{4.4} = 47.51 \text{ KN}$$

$$R_A = 73.42 - R_B$$

$$R_A = 25.91 \text{ KN}$$

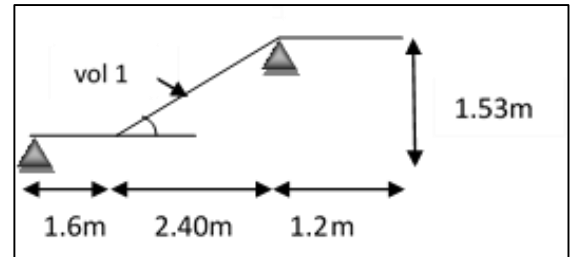


Figure III.24. Schéma de l'escalier à 2 volées (étages courants).

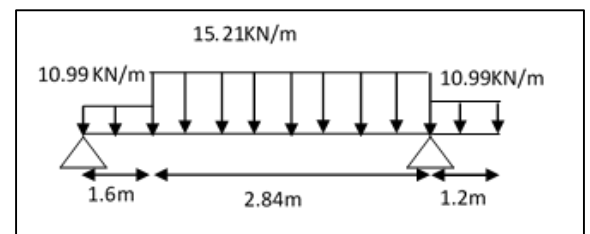


Figure III.25. Schéma statique de l'escalier.

➤ Calcul des sollicitations

❖ *Effort tranchant*

- $0 \leq x \leq 1.6\text{ m}$

$$T_y(x) = 25.91 - 10.99 \times x$$

- $1.6 \leq x \leq 4.4\text{ m}$

$$T_y(x) = 32.65 - 15.21 \times x$$

- $0 \leq x \leq 1.2\text{ m}$

$$T_y(x) = 10.99 \times x$$

❖ *Moment fléchissant*

- $0 \leq x \leq 1.6\text{ m}$

$$M(x) = 25.91 \times x + 5.5 \times x^2$$

- $1.6 \leq x \leq 4.4\text{ m}$

$$M(x) = 32.65 \times x - 7.6x^2 - 5.41$$

- $0 \leq x \leq 1.2\text{ m}$

$$M_y(x) = 5.5 \times x^2$$

> **Le moment max à 'X₀' tel que**

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 2.14\text{ m}$$

$$M(2.14) = 29.61\text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 29.61\text{ KN.m}$$

Donc on a $\begin{cases} M^t = 0.75M_{\max} = 22.23\text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ En travée.} \\ M^a = 0.5M_{\max} = 14.82\text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ En appui.} \end{cases}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.16.

Tableau III.27. Calcul des sollicitations dans l'escalier.

Etats limites	M_0 (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	29.61	14.82	22.23	47.51
ELS	21.80	11.12	16.35	40.26

➤ **Ferraillage**

a) **En travée**

$$M^t = 22.23 \text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1.5} = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ux}^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{22.23 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0.108 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.108 < \mu_l = 0,392.$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0.144$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.113 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = 5.53 \text{cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 cm²

b) **En appuis**

$$M^a = 14.82 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.82 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0.072 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_l = 0,392.$$

$$\alpha = 0.094$$

$$Z = 0.115 \text{m}$$

$$A_s = \frac{13.87 \times 10^{-3}}{0.126 \times 348} = 3.68 \text{cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3.93 cm²

Tableau III.28. Ferraillage de l'escalier

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)
En travée	22.23	0.108	0.114	11.3	5.53	1.63	5HA12=5.65
En appuis	14.82	0.072	0.094	11.5	3.68	1.63	5HA10=3.93

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2, \text{espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{cm}^2$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2, \text{espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{cm}^2$$

- **Espacement des barres** Armatures longitudinales :

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

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq \min(4 \times h; 45) \text{cm} = 45 \text{cm}.$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{cm} < 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ *Vérification à l'ELU*

- *Vérification de l'effort tranchant*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.39 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- *Vérification des armatures longitudinales au cisaillement*

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (47.51 \times 10^{-3} - \frac{22.23 \times 10^{-6}}{0.9 \times 13}) \times \frac{1.15}{400} = 1.36 \text{cm}^2$$

➤ *Vérification à l'ELS*

- *État limite de compression du béton*

Tableau III.29. Vérification les contraintes dans l'escalier

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition vérifiée
En travée	16.35	6586	3.01	7.23	15	
En Appui	11.12	4504	2.6	5.79	15	

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{400} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.04 < \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.051 < \frac{14.93}{10 \times 19.91} = 0.074$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84cm$$

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4	5.65	9.37	12.68	16.92	10603,7	216384
Y (cm)	If _{ji} (cm ⁴)	If _{gi} (cm ⁴)	If _{pi} (cm ⁴)	f _{gv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.09	32503	61877	106373	61897	1.3	8.4

Tableau III.30. Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.

$\Delta f < f_{adm}$ Donc la flèche est vérifiée.

III.3.2. Le palier intermédiaire

➤ *Dalle sur un seul appui (une console)*

$$L_x=1.2\text{m}; \quad L_y=3.20\text{m}$$

a) *Évaluation des charges*

$$G_p=5.18\text{KN/m}^2; \quad Q=2.5\text{ KN/m}^2$$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 10.99\text{KN/m}$$

$$P = G_{\text{mur}} \times 1.53 = 2.67 \times 1.53 = 4.08\text{KN} \text{ (la charge concentrée due au poids propre du mur).}$$

$$P = 1.35 \times 4.08 = 5.5\text{KN.}$$

b) *Les sollicitations*

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{10.99 \times (1.2)^2}{2} + 5.5 \times 1.2 \rightarrow M_U = 14.51\text{KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + P = 10.99 \times 1.2 + 5.5 \rightarrow V_u = 18.68\text{KN.}$$

c) *Ferraillage*

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$B=100\text{ cm}; \quad h=16\text{ cm}; \quad d=13\text{ cm}; \quad f_{bu}=14.2\text{ Mpa.}$$

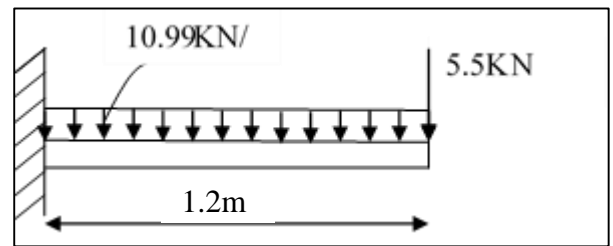


Figure III.26. Schéma statique de palier intermédiaire.

Tableau III.31. Le ferraillage du palier intermédiaire.

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opt (cm ² /ml)	St (cm)
14.51	0.068	0.08	11.5	4.3	1.63	5HA12=5.65	20

> *Armatures secondaires*

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{On choisit: } 4\text{HA}8 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$St \leq \min(3e; 33)\text{ cm} \rightarrow St=25\text{ cm}$$

d) *Vérification à l'ELU*

- *L'effort tranchant*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.68 \times 10^{-3}}{1000 \times 13} = 0.14\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification à l'ELS

❖ La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad p_s = G + Q = 7.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{7.68 \times (1.2)^2}{2} + 5.5 \times 1.2 = 12.13 \text{ KN.m}$$

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 5.65) y - (15 \times 5.65 \times 13) = 0$$

$$Y = 3.35 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = 5001.03 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc}

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12.13 \times 10^{-3} \times 0.0335}{0.50010 \times 10^{-4}} = 9.16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 9.16 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}. \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_{st}}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On choisit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

❖ État limite de déformation

$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{140} = 0.105 > \frac{3}{80} = 0.0375$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.125 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.125 > \frac{15.22}{20 \times 15.22} = 0.05$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0040 \leq \frac{2}{f_c} = 0.005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

➤ *Schéma de ferrailage :*

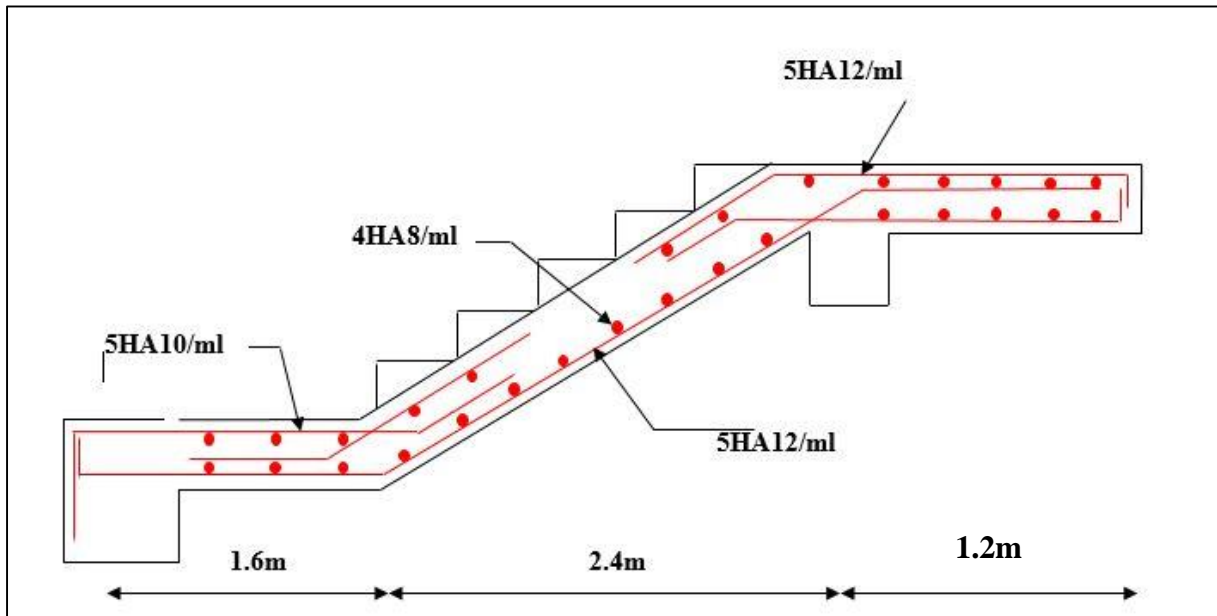


Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

III.3.3. Étude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

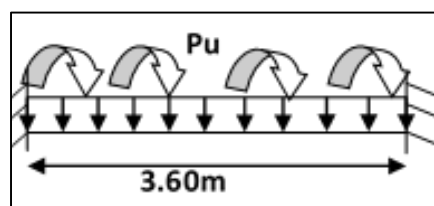


Figure III.29. Schéma statique de la poutre palière.

➤ *Dimensionnement*

Condition de RPA

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

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

24cm < h < 36cm On prend : **h=30cm** et **b=30cm**.

➤ *Calcul à la flexion simple*

f) *Calcul des sollicitations*

g_0 : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU: } R_B = 29,05 \text{KN/m}_1$$

$$\text{ELS: } R_B = 20.5 \text{KN/m}_1$$

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 32.08 \text{KN/m}$$

$$M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 17.32 \text{KN.m}$$

$$M_a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -34.64 \text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 57.74 \text{KN}$$

g) *Ferraillage*

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Ferraillage de la poutre palière.

position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	17.32	0.051	0.066	27.25	1.82	1.01
En appuis	-34.64	0.10	0.13	26.48	3.69	1.01

h) *Vérification à l'ELU*

- *Vérification de l'effort tranchant*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}.$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{57.74 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.68 \text{MPa}$$

$\tau_U = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (57.74 \times 10^{-3} - \frac{17.32 \times 10^{-3}}{0.9 \times 280}) \times \frac{1.15}{400} = 1.6 \text{cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement**

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \longrightarrow St \leq 25.2\text{cm} \quad \text{on opte: } St=15\text{cm}.$$

i) Calcul à la torsion

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. (**Art A.5.4.2 .2.**)

-U : périmètre de la section.

-Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi.

-A_I : section d'acier.

$$-e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_I = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.73 \text{cm}^2 \quad \text{Avec : } M_{tor} = -13,87 \times 3.6 / 2 = -24,96 \text{ KN. M}$$

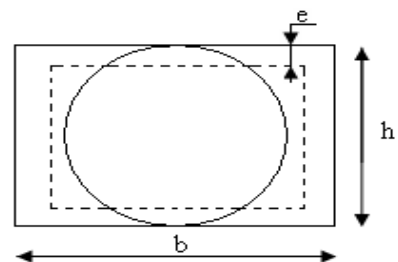


Figure III.30. Section creuse équivalente

j) Choix des armatures

- **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.82 + \frac{5.73}{2} = 4.68 \text{cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 5\text{HA}12 = 5.79 \text{cm}^2$$

- **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.96 + \frac{5.73}{2} = 6.55 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{cm}^2$$

k) Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

On a $V_{max} = 51.32\text{KN}$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{57.74 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.68\text{MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.96 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.02\text{MPa}$$

$$\tau_u = 3.09\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,133f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

l) Calcul des armatures transversales

Soit $S_t = 15\text{cm}$.

- Flexion simple

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.57 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.08\text{cm}^2$$

$$\text{Avec: } \tau_v = \frac{vu}{b \times h} = \frac{51.32 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.57\text{MPa}$$

- Torsion

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{21.88 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.61\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.61 = 1.96\text{cm}^2$ soit $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$; donc un cadre et un étrier.

m) Vérification à l'ELS

- Vérification de l'état limite de compression de béton

ps = g₀ + R_{Bs} = 23,53 KN/m

$$\left\{ \begin{aligned} M_t &= \frac{Ps \times L^2}{24} = 12.70 \text{KN.m} \\ M_a &= -\frac{Ps \times L^2}{12} = -25.41 \text{KN.m} \end{aligned} \right.$$

Tableau III.33. Verification les constraints.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	12.70	10.30	39123	3.16	15	Vérifiée
En appui	25.41	0.87	28933	7.57	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{360} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.04 > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.051 > \frac{12.70}{10 \times 38.11} = 0.033 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ *Schéma de ferrailage de la poutre palière*

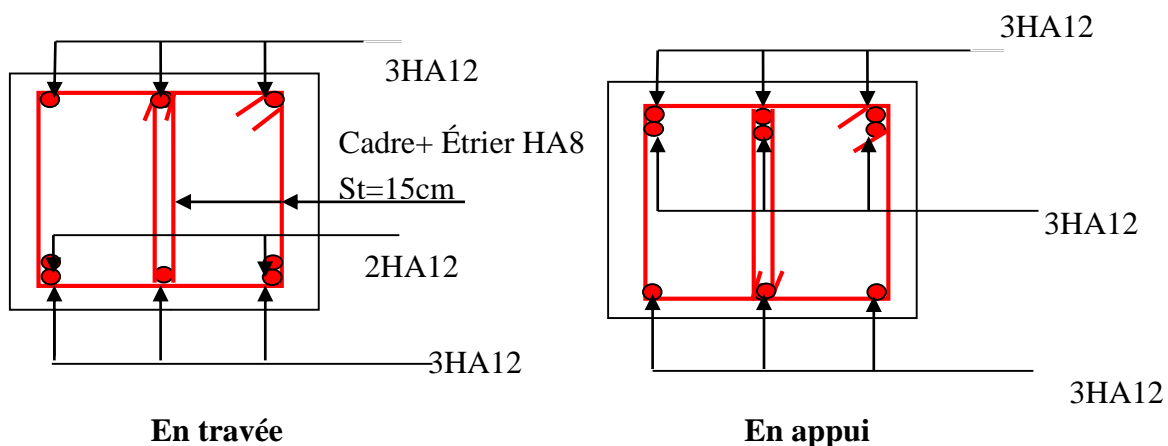


Figure III.40. Schéma de ferrailage de la poutre

III.3.4. Calcul de l'escalier Type 2 (sous-sol 1 vers le RDC)

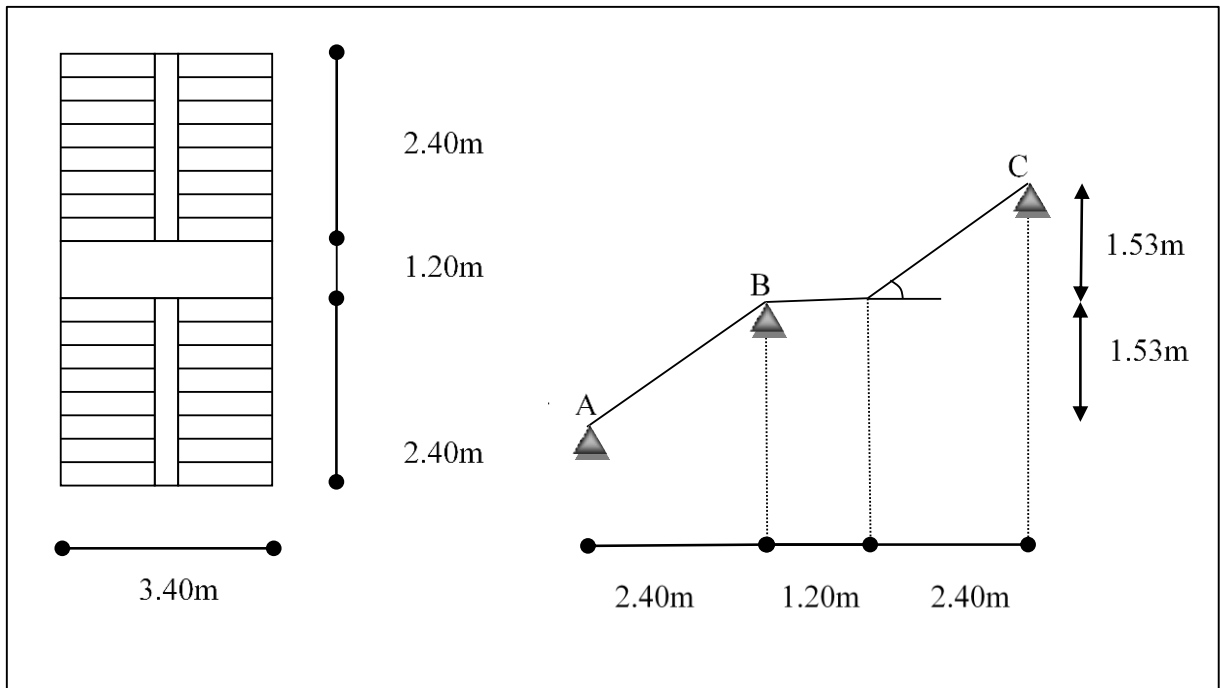


Figure III.28. Schéma de l'escalier à 2 volées (sous-sol vers le RDC).

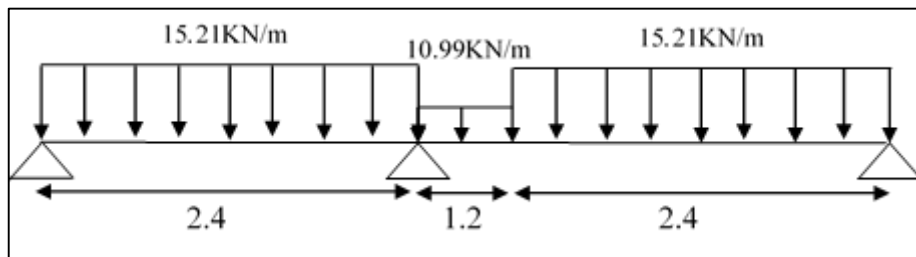


Figure III.29. Schéma statique de l'escalier.

➤ **Les chargements :**

On a - Palier : $G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2$

- Volée : $G_v = 8.49 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison de charges**

❖ **Pour la volée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.21 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 10.74 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

❖ Pour le palier

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.99 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.68 \text{ KN/m}$$

Le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

On trouve :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 4.52 \text{ m}$$

$$M(4.532) = 22.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 22.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc on a } \begin{cases} M^t = 0.75M_{\max} = 16.92 \text{ KN.m.} & \text{----- En travée.} \\ M^a = 0.5M_{\max} = 11.28 \text{ KN.m.} & \text{----- En appui.} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.32.

Tableau III.32. Calcul des sollicitations dans l'escalier

Etats limites	M_0 (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	22.56	11.28	16.92	26.50
ELS	12.31	7.15	9,23	16.27

➤ Ferrailage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)
En travée	16.92	0.07	0.09	12.5	3.88	1.63	5HA12=5.65
En appuis	11.28	0.047	0.06	12.6	2.57	1.63	5HA10=3.93

> Armatures de répartition

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{cm} = 33 \text{cm}$.

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4 \times h; 45) \text{cm} = 45 \text{cm}$.

Soit : $S_t = 25 \text{cm} < 33 \text{cm}$ condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.20 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.22 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(26.50 \times 10^{-3} - \frac{16.92 \times 10^{-6}}{0.9 \times 13}\right) \times \frac{1.15}{400} = -0.76 \text{cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **État limite de compression du béton**

Tableau III.33. Vérification les contraintes dans l'escalier

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition vérifiée
En travée	9.23	7845,7	3.04	4.11	15	
En Appui	7.15	4504,5	2.9	3.75	15	

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{360} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.041 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.067$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée.

Tableau III.34. Calcul de la flèche.

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4	5.65	17.8	24.37	33.92	8995.2	190063
Y (cm)	If _{ji} (cm ⁴)	If _{gi} (cm ⁴)	If _{pi} (cm ⁴)	f _{gv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.9	64901	55810	49520	99631	7.3	8

➤ *Schéma de ferrailage escalier type 2*

Le ferrailage de l'escalier type 2 se fait de la même manière que l'escalier de type 1.

III.3.5. Étude de la poutre palière :

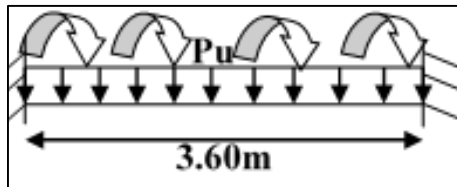


Figure III.30. Schéma statique de la poutre palière.

➤ *Dimensionnement*

Condition de RPA

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

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

24cm < h < 36cm On prend : h=30cm et b=30cm.

➤ *Calcul à la flexion simple*

a) *Calcul des sollicitations*

g_0 : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B

ELU: $R_B = 41,44\text{KN/m}$

ELS: $R_B = 31.6\text{KN/m}_l$

$P_u = 1.35 g_0 + R_B$

$P_u = 44.47 \text{ KN/m}$

$M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 24.01\text{KN.m}$

$M_a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -48\text{KN.m}$

$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 80.04\text{KN}$

b) Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Ferrailage de la poutre palière.

position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A cal (cm ²)	A min(cm ²)
En travée	24.01	0.07	0.09	26.9	2.56	1.01
En appuis	-48	0.14	0.19	25.8	5.34	1.01

c) Vérification à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}.$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{80.04 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.95\text{MPa}$

$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- **calcul de l'espacement**

$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \longrightarrow St \leq 25.2\text{cm}$ on opte: $St=15\text{cm}.$

d) Calcul à la torsion

$A_l = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.66\text{cm}^2$

- *En travée*

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.56 + \frac{4.66}{2} = 4.89 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5.79 \text{ cm}^2$$

- *En appui*

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 5.34 + \frac{4.66}{2} = 7.67 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

e) *Vérification de la contrainte de cisaillement*

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tor}}{2 \times \Omega \times e} = 3.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) *Calcul des armatures transversales*

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ *Flexion simple*

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } \tau_v = \frac{v_u}{b \times h} = \frac{80.32 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.89 \text{ MPa}$$

❖ *Torsion*

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.30 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.60 = 1.95 \text{ cm}^2$ soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$; donc un cadre et un étrier.

g) Vérification à l'ELS

- Vérification de l'état limite de compression de béton

$$p_s = g_0 + R_{Bs} = 33,85 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_t &= \frac{P_s \times L^2}{24} = 18,27 \text{ KN.m} \\ M_a &= -\frac{P_s \times L^2}{12} = -36,5 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

Tableau III.36. Vérification des contraintes.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	18.27	10.30	39123	4.74	15	Vérifiée
En appui	36.5	0.87	28933	10.91	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{360} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,04 > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,04 > \frac{18,27}{10 \times 38,11} = 0,033 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,004 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage de la poutre palière

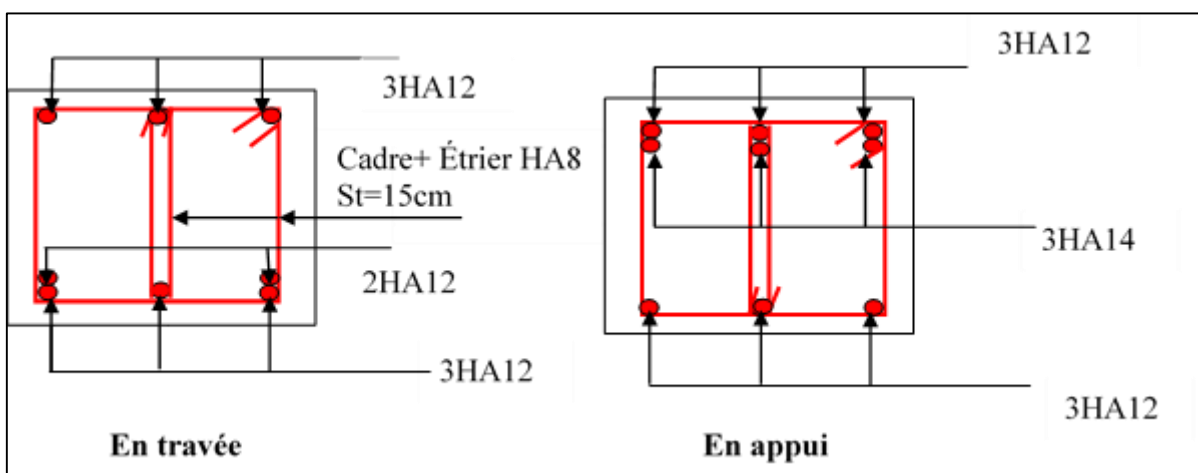


Figure III.31. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Calcul de la poutre de chaînages

III.4.1. Définition

➤ *Le chaînage horizontal*

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

➤ *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

La portée de la poutre de chaînage la plus sollicitées est $L_{\max} = 3.4m$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 15cm \\ h \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \end{array} \right. \quad \text{Avec (30cm est l'épaisseur du mur),}$$

Selon la condition de la flèche :

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

$$20.6cm \leq h \leq 31cm$$

➤ *Exigences du RPA 99/2003*

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Soit : } h=30cm, b=20cm ;$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (20×30).

III.4.2. Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.2 = 1.5 \text{ KN/m}$

Poids du plancher à corps creux : $q_{cc} = P_{\text{plancher}} (l_g/2 + l_d/2)$

Avec : $l_g = 0$; $l_d = 3,89 \text{ m}$; $G = 5,66 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation sur la poutre : $Q_0 = Q \times b = 0,3 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = (1,35G_{cc} + 1,5Q) \times l_d/2 + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 21.71 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = (G + Q) \times l_d/2 + G_p + Q_0 = 15.72 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

Moments isostatiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = q_u \times \frac{L_{\max}^2}{8} = 31.37 \text{ K.m} \\ M_s = q_s \times \frac{L_{\max}^2}{8} = 22.71 \text{ K.m} \end{array} \right.$$

Moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = 0,85 M_u = 26.66 \text{ K.m} \\ M_{ts} = 0,85 M_s = 19.30 \text{ K.m} \end{array} \right.$$

Moment en appui $M_a = -0.4M$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{au} = -12.54 \text{ K.m} \\ M_{as} = -9.08 \text{ K.m} \end{array} \right.$$

➤ *Le ferrailage à l'ELU*

a) *Armatures longitudinales*

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau.III.37.

Tableau III.37. Armatures longitudinales de poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)
Entravée	26.66	0.079	0.1	0.26	2.94	0.97	3HA12=3.39
En appui	12.54	0.11	0.14	0.26	1.38	0.97	3HA12=3.39

b) *Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)*

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 36.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) *Calcul des armatures transversales*

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57mm \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art. III.3.b)}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5cm^2$.

d) *Les espacements*

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 25.2cm \quad \dots\dots\dots \text{DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 113cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/version2003** exige un espacement

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm.$$

On adopte $S_t = 15cm$.

➤ *Vérfications à l'ELS*

a) *Vérification de la contrainte dans le béton*

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.38. *Vérification les contraintes dans le béton.*

position	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	19.30	8.19	25448.90	6.19	15
En appui	9,08	7,01	20476,72	4,15	15

b) *Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) :*

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0.30}{3.4} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,088 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.84 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 28} = 0.004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

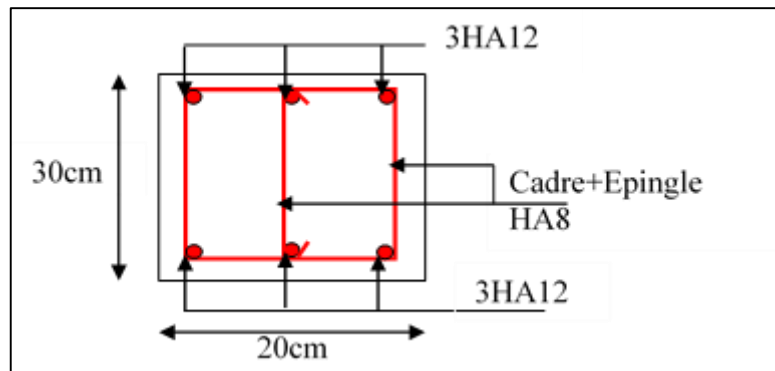


Figure III.32. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5. Etude de l'ascenseur

III.5.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction. il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 230cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 180cm
- F_c Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 43KN.
- La charge nominale est de 500kg.
- La vitesse $V = 0.63m/s$.

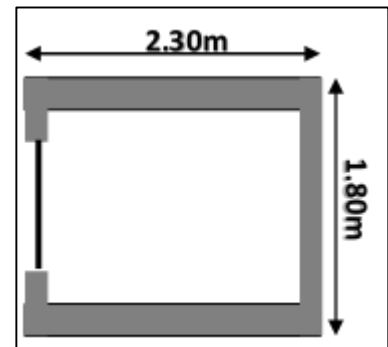


Figure III.33. Schéma de l'ascenseur.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN}$$

III.5.2. Dalle de la salle de machine (charge concentrée)

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(u \times v)$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'

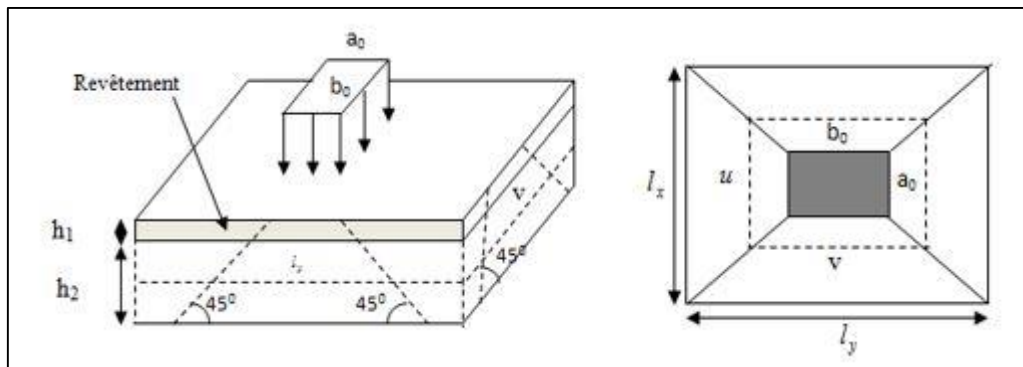


Figure III.34. Schémas représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 0.63m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

➤ *Evaluation des moments sous charge concentrée*

a) M_{x1} et M_{y1} du système

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho ; \frac{u}{l_x} = 0.58 \quad \text{et } \rho = 0.81$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho ; \frac{v}{l_y} = 0.45 \quad \text{et } \rho = 0.81$$

En se référant à l'annexe 2 on trouve $M_1 = 0.100$ et $M_2 = 0.066$.

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU

$$q_u = 1,35 \times P \longrightarrow q_u = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8,50 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 5,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système

$\rho = 0.81 > 0,4 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases} \dots \dots \dots \text{L'annexe 1.}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.90 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.50 + 1.47 = 9.97 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.61 + 0.90 = 6.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$
($d_x=12\text{cm}$; $d_y=11\text{cm}$)

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 9.97 = 8.47 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 6.51 = 5.53 \text{ KN.m} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_x^a = -0.4 \times 9.97 = -3.98 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.4 \times 6.51 = -2.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.39. Ferrailage de l'ascenseur.

position	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A ^t calculé (cm ² /ml)	A ^a calculé (cm ² /ml)	A ^t adopté (cm ² /ml)	A ^a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.47	-3.98	1.91	0.88	4T10=3.14	4T8=2.01
Sens y-y'	5.53	-2.60	1.23	0.57	4T10=3.14	4T8=2.01

a) Vérifications a l'ELU

- Condition de non fragilité

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x_{\min}} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{x_{\min}} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y_{\min}} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y_{\min}} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} < A_t$ Condition Vérifiée. Donc on ferraille avec A^t

- Vérification au poinçonnement

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite ; h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 96.25 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 96.25 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- *Vérification de l'effort tranchant*

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 30.55 \text{KN} \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Calcul à l'ELS

✓ **Les moments engendrés par le système de levage sont :**

$$q_{ser} = 63 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 6.3 \text{KN.m.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.15 \text{KN.m.} \end{cases}$$

✓ **Les moments dus au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{KN}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.30 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.94 \text{KN.m}$$

✓ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.6 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.09 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.46 \text{KN.m}$$

$$M_a^x = -0.4 \times M_0^x = -3.04 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.32 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = -0.4 \times M_0^y = -2.03 \text{KN.m}$$

- *Verification des contraintes :*

Tableau III.40. Contraintes sur la dalle d'ascenseur.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travées (x)	7.6	5608.7	3.05	3.52	15	64.90	201.63
Travées (y)	5.04	5608.7	3.05	2.33	15	111.40	201.63

- Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{190} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_{lx}}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.078 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage

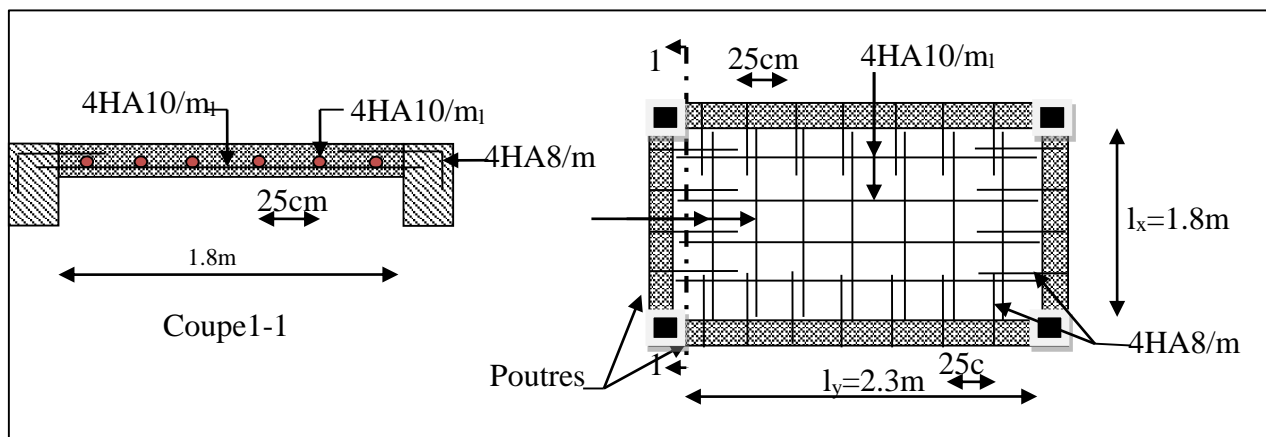


Figure III.35. Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie.

III.5.3. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

➤ Évaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{KN} / \text{m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{KN} / \text{m}^2$ Poids du revêtement en béton (e=5cm).

$G_{totale} = G' + G'' = 43.15 \text{KN} / \text{m}^2$. $G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.14} = 34.94 \text{KN} / \text{m}^2$.

$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2$.

➤ A'ELU

a) Calcul des sollicitations

$q_u = (1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q) \times 1 = 59.75 \text{KN} / \text{m}$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.64 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.53 \text{KN.m}$$

b) Calcul des moments réels

$$\text{En travée} \quad \text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.05 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.55 \text{KN.m}$$

En appui

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 3.19 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 1.95 \text{KN.m}$$

c) Calcul du ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau III.41.

Tableau III.41. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Position		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	Xx	9.05	0.0378	0.048	12.74	2.04	4HA10=3.14
	Yy	5.55	0.0231	0.029	12.8	1.24	4HA10=3.14
Appui	Xx	3.19	0.0133	0.016	12.9	0.71	4HA10=3.14
	yy	1.95	0.008	0.010	12.9	0.43	4HA10=3.14

d) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 35.85 \text{ KN}; \quad V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 49.38 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{49.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.37 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

➤ *Calcul a l'ELS*

a) *Vérification à l'ELS*

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 43.15 + 1 = 44.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.91 \text{ KN.m}$$

b) *Vérification des contraintes*

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travées (x)	8.15	11707	4.51	3.14	15	88.71	201.63
Travées (y)	5.91	6742.6	3.36	2.95	15	126.65	201.63

c) *Vérification de la flèche*

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} = \frac{15}{180} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_{lx}}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.083 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ *Schéma de ferrailage*

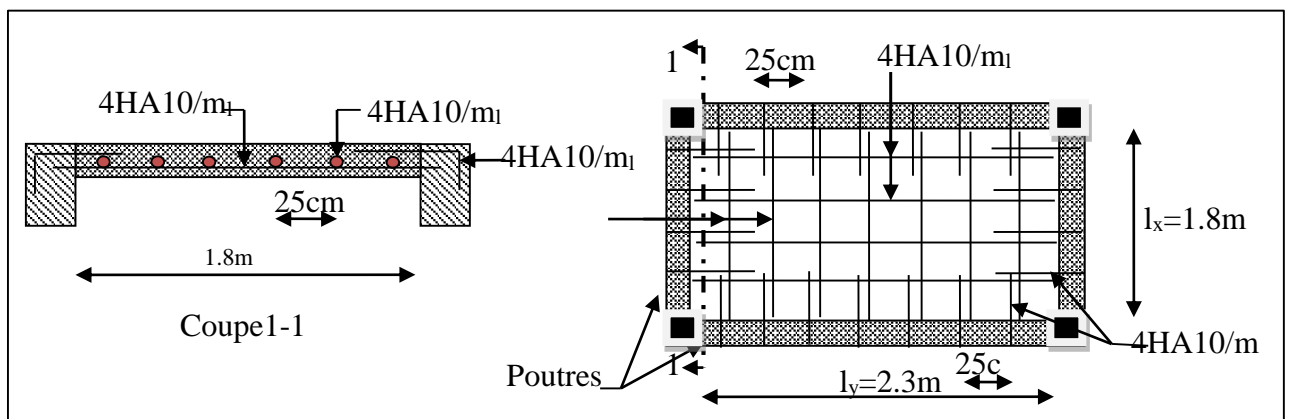


Figure III.36. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.6. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

➤ **Hypothèse de calcul**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

➤ **Évaluation des charges**

a) **Poids propre :**

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.0685m^2$$

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.71 \text{ KN}$.

Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment : $e = 1.5 \text{ cm}$) : $G_2 = 18 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.162 \text{ KN}$.

Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment: $e = 1.5 \text{ cm}$) : $G_3 = 18 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.162 \text{ KN}$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2.034 \text{ KN}$

b) **Charge d'exploitation :**

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

c) **Force sismique :**

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA (Art. 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

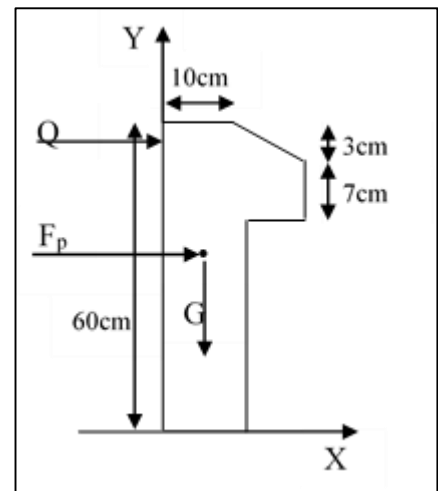


Figure III.37. Coupe transversale de l'acrotère.

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.034 = 0.97 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,1 \text{ cm} \\ Y_G = 33,01 \text{ cm} \end{cases}$$

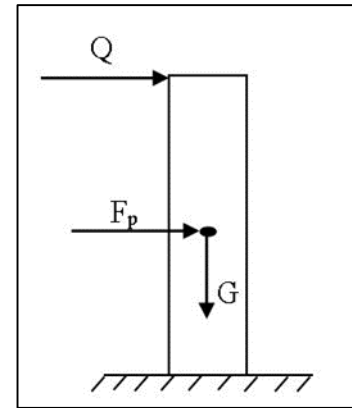


Figure III.38. Schéma statique de l'acrotère.

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2.03 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

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

$$M_F = F_p \times Y_g = 0.97 \times 0.33 = 0.32 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bonde de 1m

Tableau III.42. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.03	2.74	3.41
M (KN.m)	1.22	1.35	1.5

➤ **Calcul de l'excentricité :**

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 2.74 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{2.74} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec : $e = e_1 + e_2 + e_a$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

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

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

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \varphi \times \alpha)}{10000 \times h_0}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \dots\dots\dots$ (RPA. Art. A.4.3.5)

φ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$.

h_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.0086\text{m}$$

D'où

$$e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.49 + 0.0086 = 0.52\text{m}$$

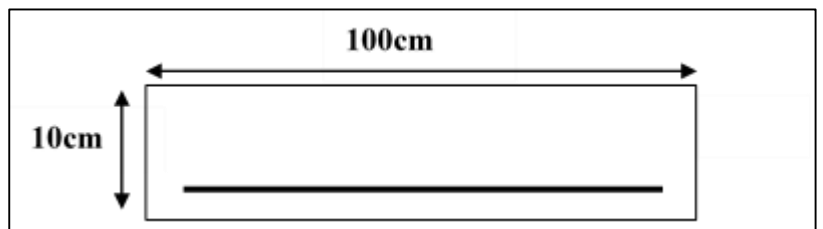


Figure III.39. Section à ferrailer.

➤ **Ferrailage de la section**

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$N_u = 2.74\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.74 \times 0.52 = 1.42\text{KN.m}$$

$h=10\text{cm}$; $d=7\text{cm}$; $b=100\text{cm}$.

Selon le BAEL 91 :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0147$$

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

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.0186$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion **composée sera** : $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.52 \text{ cm}^2$

➤ *Vérification à l'ELU*

- *Vérification de la condition de non fragilité*

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- *Armatures de répartition*

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- *Espacement :*

Armatures principales : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$

Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{ cm.}$

- *Vérification au cisaillement.*

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

Situation accidentelle : $V_u = F_p + Q = 0.97 + 1.5 = 2.47 \text{ KN.}$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.035 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$

- *Vérification de l'adhérence*

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa. } \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

➤ *Vérification à l'ELS*

$$d=0.07\text{m}; N_{\text{ser}}=2.03\text{KN}; M_{\text{ser}}=1.5\text{KN.m}$$

- *Vérification des contraintes*

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- *Position de l'axe neutre*

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1.5}{2.03} + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.75 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section } \rightarrow c = 0.07 - 0.75 = -0.68 \text{ m}$$

$$c = -0.68 \text{ m}; y = y_c + c$$

Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$p = -1.37 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = 0.61 \text{ m}^2$$

En remplaçant q et p dans (*), sa résolution donne :

Soit :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -8.84 \times 10^{-3} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq yc \leq h-C \Leftrightarrow 0.68 \leq yc \leq 0.78$$

$$\begin{cases} yc1 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right) = 0,73 \\ yc2 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -1.34 \\ yc3 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = 0,61 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 1.35 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3}}{2p}\right) = 171.23^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $yc = 0,73 \Rightarrow y = 0,05m$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,24 \times 10^{-3}$$

$$D'où \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,03 \times 10^{-3}}{1,24 \times 10^{-3}} = 1.63 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage**

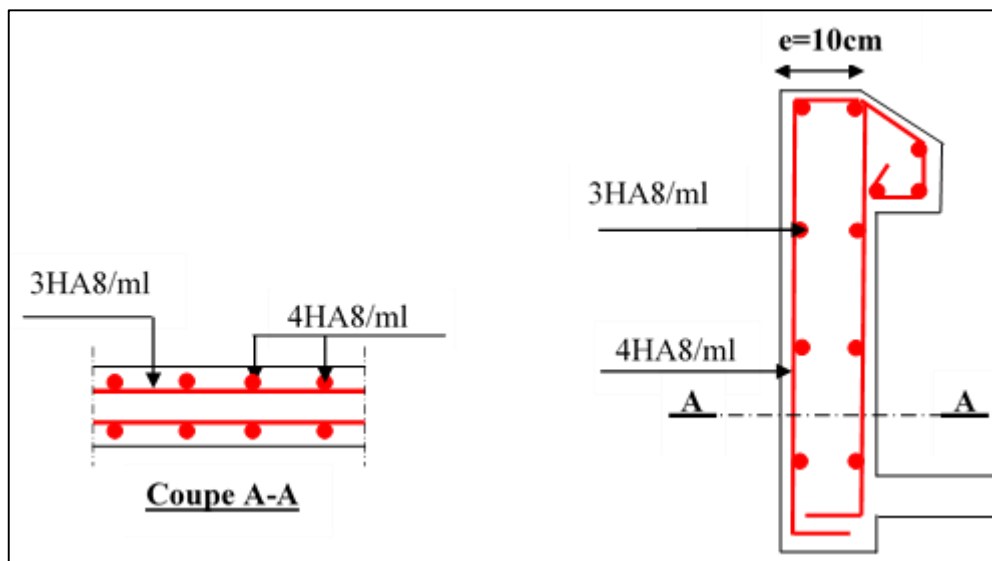


Figure III.40. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Le choix de la méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux principales méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique.

IV.2.1. La Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.2.2. La Méthode dynamique :

Qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. La présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un

spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante:

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0.8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : Poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right. \longrightarrow A=0.15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1 (le calcule ce fait dans les deux sens).

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.20 \\ Q_y = 1.20 \end{cases}$$

$$\checkmark W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Le poids de la structure est : $W = 61971,09$ KN.

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4-3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \longrightarrow \text{D'où, } \eta = 0,816.$$

$$\text{On a un site meuble S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.50\text{s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

a) *Le calcul de la période fondamentale de la structure* : Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T h^{3/4} \\ T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

$H = 33.66$ m : Hauteur total du bâtiment

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99/2003)

$$T = 0.05 * 33.66^{3/4} = 0.699 \text{ s}$$

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 27\text{m} \\ L_y = 20.45\text{m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0.58, 0.699) \\ T_y = \min(0.67, 0.699) \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.58 \Rightarrow T_x = 0.75\text{s} \\ T_y = 1.3 \times 0.67 \Rightarrow T_y = 0.87\text{s} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \begin{cases} D_x = 1.58 \\ D_y = 1.44 \end{cases}$$

b) La force sismique totale à la base de la structure est

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.2}{5} \times 61971.09 \Rightarrow V_x = 3524,9 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.20}{5} \times 61971.09 \Rightarrow V_y = 3215,58 \text{ KN}$$

c) Le spectre de réponse de calcul

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (4-13)}$$

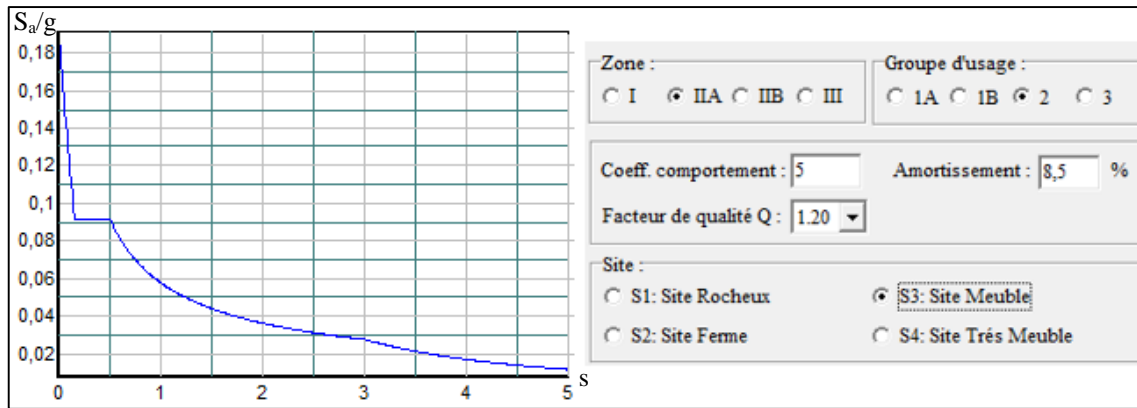


Figure IV.1. Spectre de réponse.

IV.4. Interprétation des résultats des Résultats obtenus :

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par éléments fini dénommé SAP 2000.v14.

Après la modélisation de notre structure, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.4.1. La disposition des voiles de contreventement :

La forme architecturale et la présence de commerces dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure IV.2.

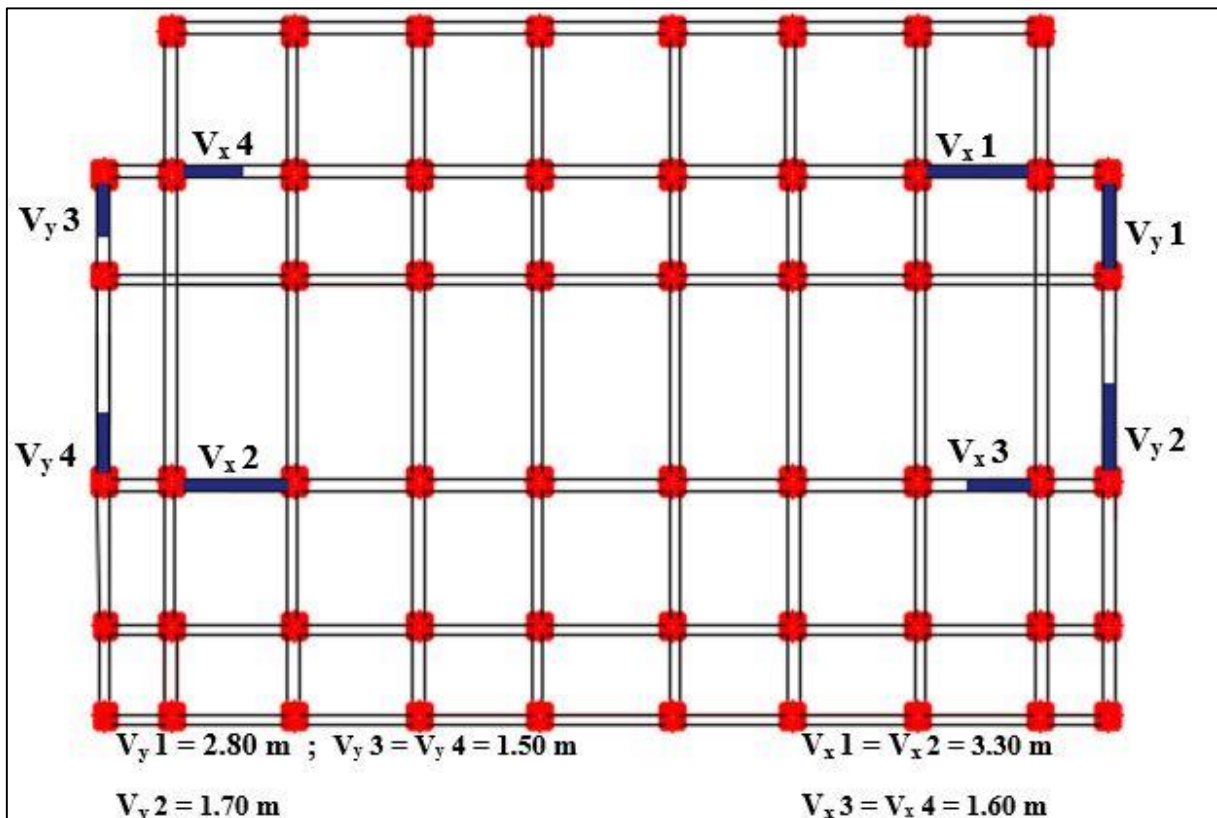


Figure IV.2. Disposition des voiles.

IV.4.2. Les périodes de vibration et le taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	%	%	%	%	%
1	0,747411	0,00554	0,69421	4,591E-07	0,00554	0,69421
2	0,721076	0,6594	0,00511	1,042E-09	0,66493	0,69932
3	0,657968	0,02471	0,00033	2,167E-07	0,68965	0,69964
4	0,247177	0,0002	0,13718	0,000046	0,68984	0,83682
5	0,224306	0,14904	0,0005	0,000001361	0,83888	0,83732
6	0,208852	0,00203	0,00476	0,000001374	0,84091	0,84209
7	0,137444	0,00126	0,05028	0,00002912	0,84217	0,89237
8	0,118203	0,06093	0,00288	0,00002347	0,90343	0,89525
9	0,109778	0,00033	0,00143	6,489E-09	0,90387	0,89668
10	0,101601	0,00044	0,00261	0,00105	0,90387	0,89929
11	0,10117	0,00431	0,01727	0,0000889	0,90818	0,91657

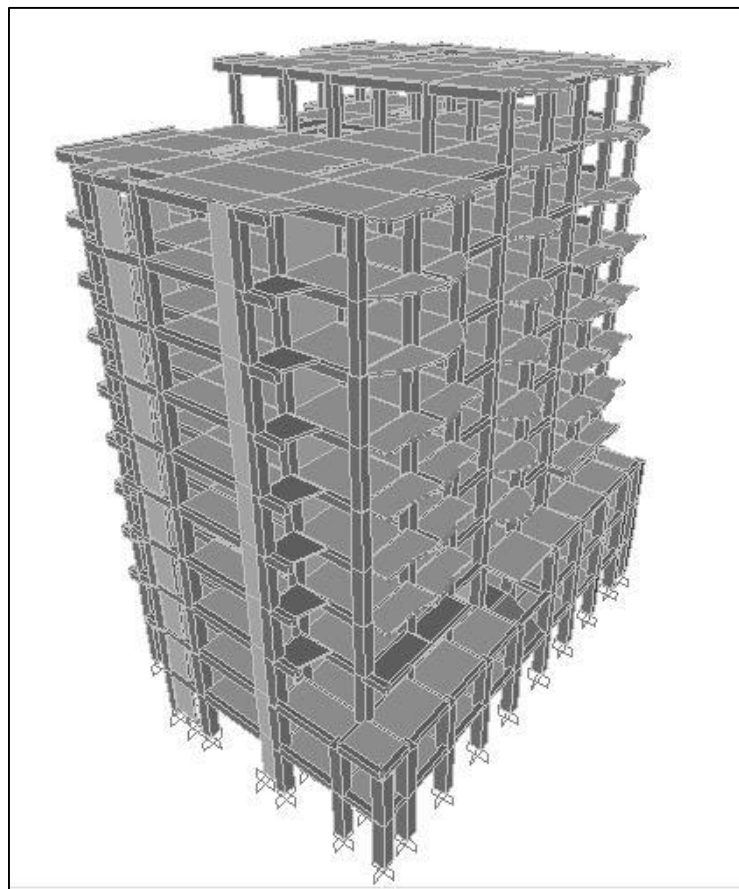


Figure IV.3. Vue 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000.v14.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000 V15 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4)

$$\text{Période majorées de 30\%} \begin{cases} T_x = 0,75 \text{ s} \\ T_y = 0,87 \text{ s} \end{cases}$$

➤ *Comportement de la structure :*

> **Le premier mode représente une translation suivant y-y**

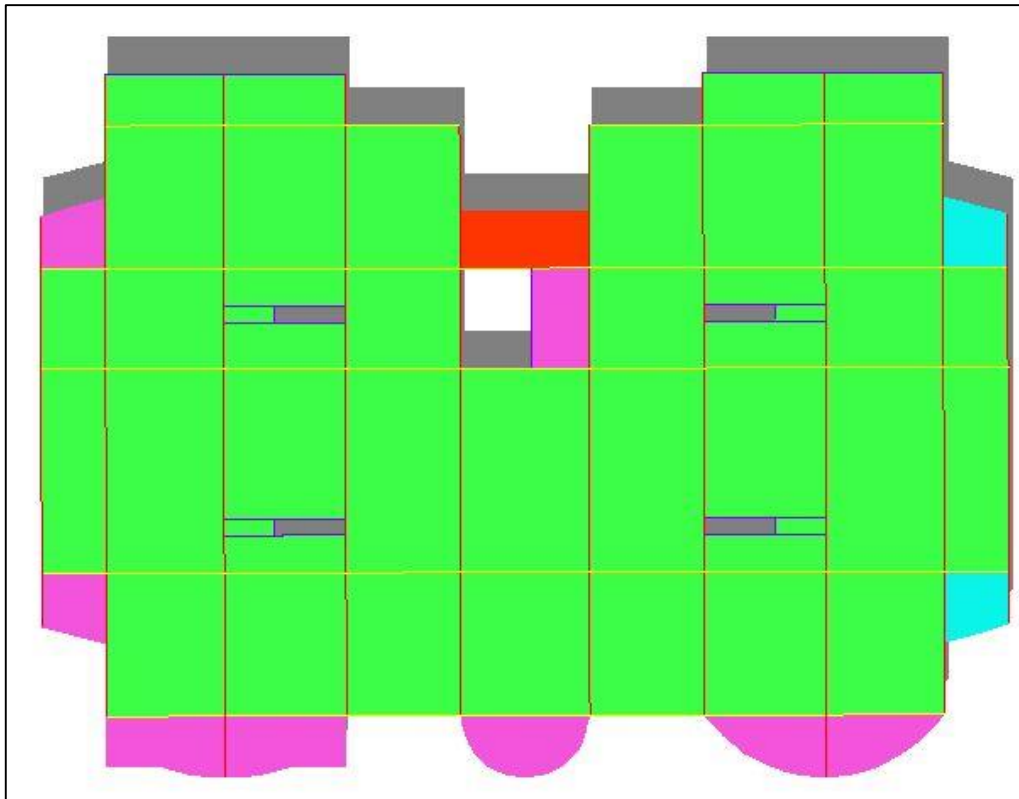


Figure IV.4. (Model) translation suivant l'axe y-y.

- > Le deuxième mode représente une translation suivant $x-x$

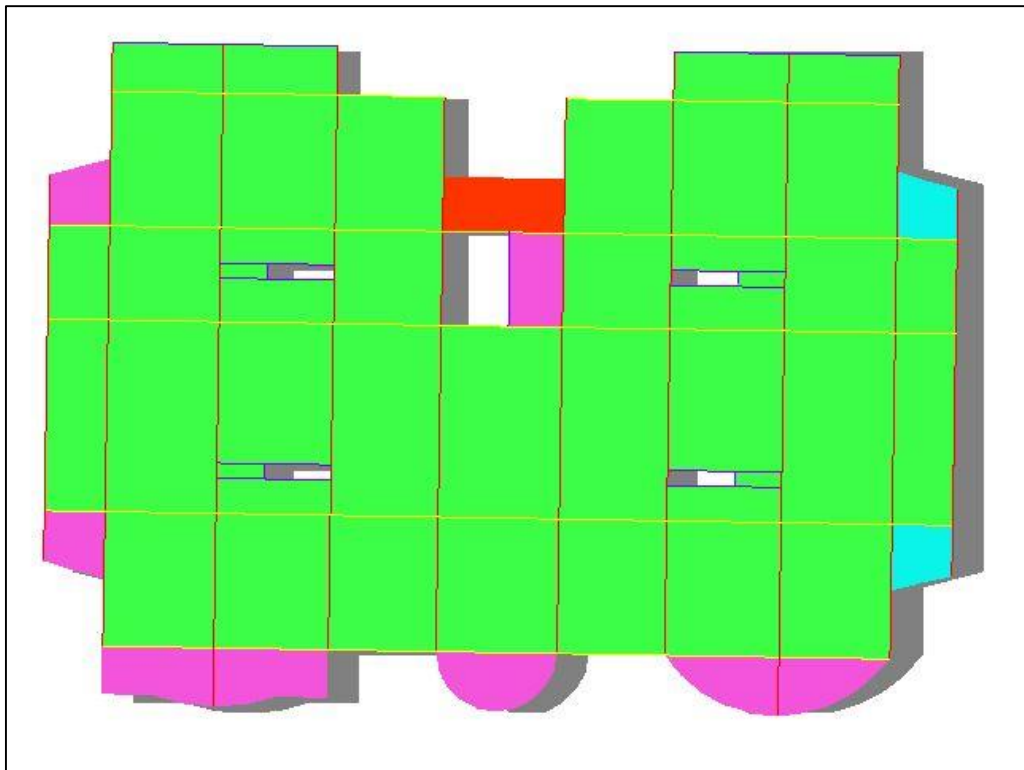


Figure IV.5. (Mode2) translation suivant l'axe $x-x$.

- > Le troisième mode représente une rotation suivant l'axe $z-z$

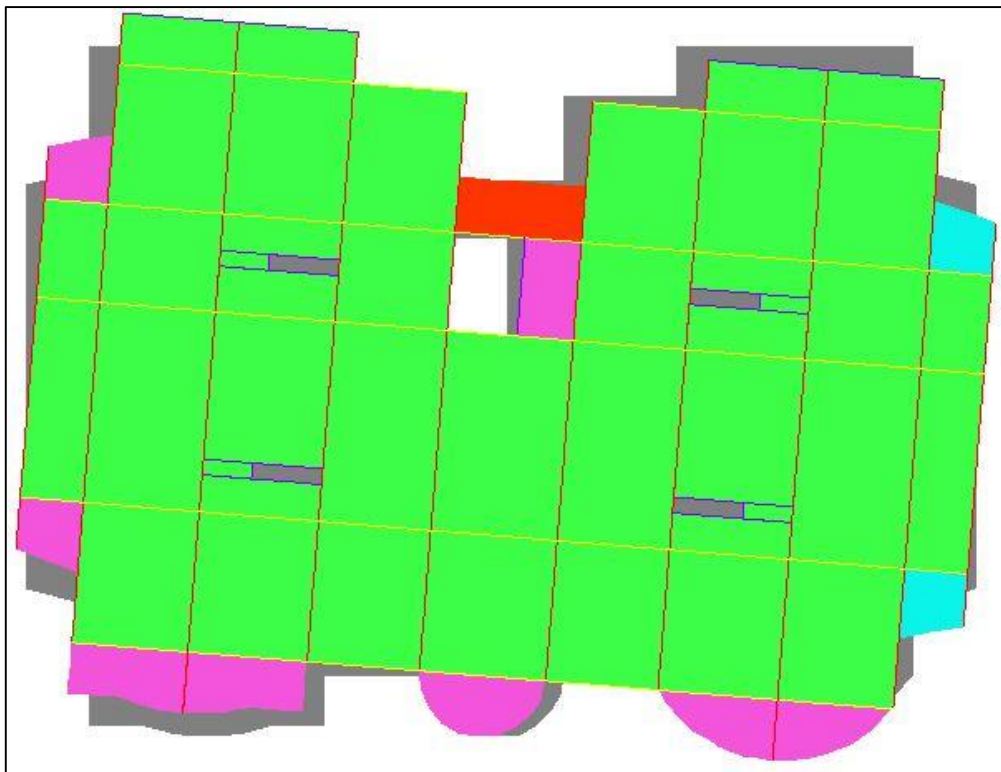


Figure IV.6. (Mode3) rotation suivant l'axe $z-z$.

IV.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

IV.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques	voiles
	KN	KN	%	%
1^{er} Niveau	65576,774	1879,972	97,2130704	2,78692957
2^{ème} Niveau	54316,618	1966,508	96,5060434	3,49395661
3^{ème} Niveau	46767,972	2349,045	95,2174518	4,78254817
4^{ème} Niveau	40472,223	2103,607	95,0591521	4,94084789
5^{ème} Niveau	34500,534	1973,142	94,59023	5,40977005
6^{ème} Niveau	28943,554	1710,107	94,4211982	5,57880183
7^{ème} Niveau	23289,5	1503,493	93,9358148	6,06418515
8^{ème} Niveau	18040,35	1191,78	93,8031825	6,19681751
9^{ème} Niveau	12792,673	904,361	93,3973954	6,60260462
10^{ème} Niveau	7887,056	542,498	93,5643333	6,4356667
11^{ème} Niveau	2790,509	191,004	93,5937224	6,40627762

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

Tableau IV4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	portique	voiles	Portiques	Voiles
	KN	KN	%	%	KN	KN	%	%
1	2092,948	396,704	84,06589	15,93411	2341,259	76,864	96,8213362	3,17866378
2	1042,309	241,077	81,21555	18,78445	1260,201	62,089	95,304434	4,69556603
3	1340,737	244,289	84,5877	15,4123	1876,855	130,375	93,5047304	6,4952696
4	1322,734	237,739	84,76494	15,23506	1790,382	99,555	94,7323641	5,26763591
5	1261,459	233,131	84,40168	15,59832	1592,026	134,941	92,1862433	7,81375672
6	1287,484	180,277	87,71755	12,28245	1534,077	93,899	94,2321631	5,76783687
7	1116,434	191,358	85,36786	14,63214	1291,259	124,54	91,2035536	8,79644639
8	1067,808	127,305	89,34787	10,65213	1162,158	81,912	93,4158046	6,58419542
9	834,066	133,996	86,15832	13,84168	858,583	105,648	89,0432894	10,9567106
10	776,728	54,658	93,42568	6,574323	684,045	38,412	94,6831438	5,31685623
11	361,714	36,226	90,89662	9,103382	345,373	27,685	92,5789019	7,42109806

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

La formule utilisée est la suivante : $v = N_d / (B \cdot f_c 28) \leq 0.3$ RPA99 (Article 7.4.3.1)

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N _d (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
SS2	70	70	4900	2621,92	0,214	vérifiée
SSI	70	70	4900	2293,54	0,187	vérifiée
RDC	65	65	4225	1985,87	0,188	vérifiée
1	65	65	4225	1748,33	0,166	vérifiée
2	60	60	3600	1516,35	0,168	vérifiée
3	60	60	3600	1292,53	0,144	vérifiée
4	55	55	3025	1070,61	0,142	vérifiée
5	55	55	3025	856,02	0,113	vérifiée
6	50	50	2500	642,22	0,103	vérifiée
7	50	50	2500	434,14	0,069	vérifiée
8	45	45	2025	226,51	0,045	vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

IV.5.3. Vérification des déplacements

Selon le **RPA99 (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 :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :
$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau VI.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x).

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
SS2	0,04	0,2	0	0,20	306,0	0,065	<i>vérifiée</i>
SSI	0,13	0,65	0,2	0,45	306,0	0,147	<i>vérifiée</i>
RDC	0,24	1,2	0,65	0,55	306,0	0,180	<i>vérifiée</i>
1	0,37	1,85	1,2	0,65	306,0	0,212	<i>vérifiée</i>
2	0,51	2,55	1,85	0,70	306,0	0,229	<i>vérifiée</i>
3	0,66	3,3	2,55	0,75	306,0	0,245	<i>vérifiée</i>
4	0,8	4	3,3	0,70	306,0	0,229	<i>vérifiée</i>
5	0,93	4,65	4	0,65	306,0	0,212	<i>vérifiée</i>
6	1	5	4,65	0,35	306,0	0,114	<i>vérifiée</i>
7	1,1	5,5	5	0,50	306,0	0,163	<i>vérifiée</i>
8	1,2	6	5,5	0,50	306,0	0,163	<i>vérifiée</i>

Tableau VI.7. Vérification des déplacements. (Sens y-y).

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
SS2	0,05	0,250	0	0,25	475,0	0,053	<i>vérifiée</i>
SSI	0,16	0,800	0,25	0,55	306,0	0,180	<i>vérifiée</i>
RDC	0,31	1,550	0,8	0,75	306,0	0,245	<i>vérifiée</i>
1	0,46	2,300	1,55	0,75	306,0	0,245	<i>vérifiée</i>
2	0,61	3,050	2,3	0,75	306,0	0,245	<i>vérifiée</i>
3	0,76	3,800	3,05	0,75	306,0	0,245	<i>vérifiée</i>
4	0,89	4,450	3,8	0,65	306,0	0,212	<i>vérifiée</i>
5	1	5,000	4,45	0,55	306,0	0,180	<i>vérifiée</i>
6	1,1	5,500	5	0,50	306,0	0,163	<i>vérifiée</i>
7	1,19	5,950	5,5	0,45	306,0	0,147	<i>vérifiée</i>
8	1,22	6,100	5,95	0,15	306,0	0,049	<i>vérifiée</i>

IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) 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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ 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^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.8. Vérification à l'effet P-Δ.

Niv	h_k	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
SS2	3,06	47902,41	0,0014	2692.174	0,00880288	0,0017	2418,123	0,01132910
SS1	3,06	45054,77	0,0031	2377.131	0,03613865	0,0038	1322,29	0,04286992
RDC	3,06	38671,263	0,0038	2618.320	0,03069662	0,0052	2007,23	0,03305433
1	3,06	33094,547	0,0045	2549.287	0,03153476	0,0052	1889,937	0,03004321
2	3,06	27807,395	0,0049	2406.428	0,02979280	0,0052	1726,967	0,02762566
3	3,06	22486,022	0,0052	2223.288	0,02628419	0,0052	1627,976	0,02369747
4	3,06	17458,5	0,0049	2043.533	0,02137681	0,0045	1415,799	0,01833560
5	3,06	12453,04	0,0045	1849.253	0,01549369	0,0038	1244,07	0,01259413
6	3,06	7706,664	0,0024	1595.872	0,00637388	0,0035	964,231	0,00914172
7	3,06	2774,311	0,0035	1310.384	0,00381678	0,0031	722,457	0,00395303
8	3,06	0	0,0035	999.385	0	0,0010	373,058	0

On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.5.5. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA99**, 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} .

Tableau IV9. Vérification de la résultante des forces sismiques.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	3199,176	2819,93	<i>vérifiée</i>
Sens Y-Y	3170,63	2570.06	<i>vérifiée</i>

IV.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les nouvelles dimensions des poteaux :

{	Poteaux SS2 et SS1	70*70 cm ²
	Poteaux RDC et étage 1	65*65 cm ²
	Poteaux Etage 2 et étage 3	60*60 cm ²
	Poteaux Etage 4 et étage 5	55*55 cm ²
	Poteaux Etage 6 et étage 7	50*50 cm ²
	Poteaux Etage 8	45*45 cm ²

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes genres de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant. Leur ferrailage se fait à la flexion composée résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

- | | |
|---------------|----------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E |
| 2) 0.8G+E | 5) G+Q |
| 3) 0.8G-E | 6) G+Q+E |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant N_{max} $\longrightarrow M$ correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant N_{min} $\longrightarrow M$ correspondant
- Moment maximum et l'effort normal correspondant M_{max} $\longrightarrow N$ correspondant

V.2.1. Les recommandations du RPA99/2003RPA (art 7.4.2.1)

➤ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

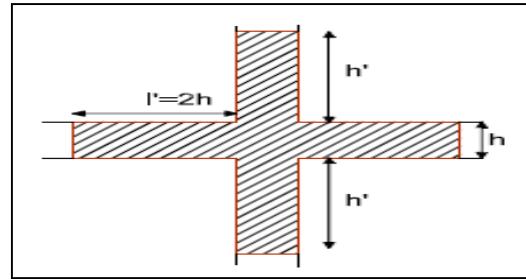


Figure V.1. Zone nodale.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau V.1.

Tableau V.1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
SS2 et SS1	70*70	39.2	196	294
RDC et 1 ^{er} étage	65*65	33.8	169	253.5
2et 3 ^{ème} étage	60*60	28.8	144	216
4et 5 ^{ème} étage	55*55	24.2	121	181.5
6et 7 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
8 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau V.2 :

Tableau V.2. Sollicitation dans les poteaux

Niveau	N _{max} → M _{cor}		N _{min} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
SS2 et SS1	-3323.07	149.9862	-6,845	114.1418	161.7082	13.905	145.086
RDC et 1 étage	-1985,875	26.8021	-2.374	46.6584	127.1243	-502.158	94.516
2et 3 ^{ème} étage	-1516,349	27.9807	-14.744	-13,9091	-114.0203	-1018.337	80.415
4et 5 ^{ème} étage	-1070.613	28.7832	-88.65	25.1878	-101.1725	-673.213	63.765
6et 7 ^{ème} étage	-642.227	27.8733	-3.429	31.8221	-78.9135	-385.756	49.452
8 ^{ème} étage	-226.511	27.2753	-3.799	20.1611	-66.6335	-135.179	39,92

V.2.3. Calcul du ferrailage

V.2.3.1. Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone IIa et celui donné par le logiciel Robot Expert

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du sous-sol 2, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 70 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$; $d = 67 \text{ cm}$.

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 3323.07 \text{ KN}$ \rightarrow $M_{\text{cor}} = 149.9862 \text{ KN.m}$ ($G+Q+E_x$)
- $M_{\max} = 161.7082 \text{ KN.m}$ \rightarrow $N_{\text{cor}} = 13.905 \text{ KN}$ ($G+Q+E_x$)
- $N_{\min} = 6,845 \text{ KN}$ \rightarrow $M_{\text{cor}} = 114.1418 \text{ KN.m}$ ($0.8G+E_y$)

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$N = 3323.07 \text{ KN}$ (de compression) ($G+Q+E_x$)

$$M = 149.9862 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad e_G = \frac{M}{N} = \frac{149.9862}{3323.07} = 0.045 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.70}{2} = 0.35 \text{ m} \quad \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 149.9862 + 3323.07 \times (0.67 - 0.70/2) = 1111.377 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.70 \times 0.70 \times 14.2 = 1.47 \dots \dots \dots (a)$$

$$[3323.07 \times (0.67 - 0.03) - 1111.377] \times 10^{-3} = 1.01 \dots \dots \dots (b)$$

⇒ (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1111377 \times 10^{-3}}{0,70 \times 0,67^2 \times 14,2} = 0,249$$

$$\mu_{bu} = 0,225 > 0,186$$

On est en pivot B:

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,249}) = 0,364$$

$$z = 0,67 \times (1 - 0,4 \times 0,364) = 0,572m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1111377 \times 10^{-3}}{0,572 \times 348} = 55,8cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 55,8 - \frac{332307 \times 10^{-3}}{348} = -39,65cm^2$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 161,7082KN.m, N = 13,905KN \quad \longrightarrow \quad e_G = \frac{M}{N} = \frac{161,7082}{13,905} = 1,1629m$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0,70}{2} = 0,35m \quad \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 161,7082 + 13,905 \times (0,67 - 0,70/2) = 56,19KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56,19 \times 10^{-3}}{0,70 \times 0,67^2 \times 14,2} = 0,0125$$

$$\mu_{bu} = 0,0125 < 0,186$$

On est en pivot A:

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0125)}) = 0,0157$$

$$z = 0,67 \times (1 - 0,4 \times 0,0157) = 0,665m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{56,19 \times 10^{-3}}{0,665 \times 348} = 3,42 \times 10^{-4}m^2 = 3,42cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 3,42 - \frac{13.905 \times 10^{-3}}{348} = 5.5 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 6.845 \text{ KN} ; M = 114.1418 \text{ KN.m} \longrightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{114.1418}{6.845} = 16.67 \text{ m} \quad e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.70}{2} = 0.35 \text{ m}$$

le centre de pression est en dehors de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 114.1418 + 6.845 \times (0.67 - 0.70/2) = 38.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.75 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.0086$$

$$\mu_{bu} = 0.0086 < 0.186$$

On est en pivot A:

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0086)}) = 0.010$$

$$z = 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.010) = 0.667 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{38.75 \times 10^{-3}}{0.667 \times 348} = 1.66 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 1.66 \times 10^{-4} - \frac{6.845 \times 10^{-3}}{348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	Section de poteaux (cm ²)	A _{cal} (cm ²) Robo expert	A _{mim} (cm ²) RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
SS2 et SS1	70*70	5.5	39.2	8HA20+8HA16=41.22cm ²
RDC et 1 étage	65*65	5.2	33.8	12HA16+4HA20=36.69cm ²
2et 3 ^{ème} étage	60*60	4.8	28.8	12HA16+4HA14=30.28 cm ²
4et 5 ^{ème} étage	55*55	4.4	24.2	4HA20+8HA16 = 28.65cm ²
6et 7 ^{ème} étage	50*50	4	20	4HA16+8HA14=20.36cm ²
8 ^{ème} étage	45*45	3.6	16.2	12HA14=18.47cm ²

V.2.3.2. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \times \phi_t, 15 \text{ cm})$ en zone IIa.
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15 \times \phi_t$ en zone I et IIa.

ϕ_t Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5; \quad (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

La quantité **d'armatures transversales minimales** $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limite précédentes

Avec :

$$\lambda_g = l_f / b \text{ ou } l_f / a.$$

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$$l_r = 40\phi$$

Tableau V.4. Ferrailages transversale des poteaux.

Niveau	SS2 et SS1	RDC et 1 étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.06	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76
V_u (KN)	145.086	94.516	80.415	63.765	49.452	39,92
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
Stzone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A^t (cm ²)	2.91	2.04	1.88	1.63	1.39	1.24
A^t_{\min} (cm ²)	8.08	6.38	4.63	2.92	2.25	2.02
$A^t_{adoptée}$ (cm ²)	12HA10 =9.42	12HA10 =9.42	6HA10= 4.71	6HA10= 4.71	6HA10= 4.71	6HA10= 4.71

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20}{3}\text{cm} \Rightarrow 10 \geq 6.67\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.4. Vérifications

V.2.4.1. Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

✓ Exemple de calcul (Sous-sol 1 et sous-sol 2)

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.142m$ ----- (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.21m$ ----- (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0.21} \Rightarrow \lambda = 10.2 \Rightarrow \alpha = 0.83$

$B_r = 4624cm^2$ ----- (Section réduite).

Donc

$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 43.86 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) \times 10^3 = 8373.47KN$

On a $N_{max} = 3323.07 KN < N_u = 8373.47KN$ condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau V.5.

Tableau V.5. Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Niveau	<i>i</i>	λ	α	$A_s(cm^2)$	$B_r (cm^2)$	$N_u^{max}(KN)$	$N_U (KN)$	Observation
SS2 et SS1	0.21	10.2	0.83	43.86	4624	3323.07	8373.47	vérifiée
RDC et 1 étage	0.19	11.27	0.84	36.69	3969	1985,875	7159.72	vérifiée
2et 3 ^{ème} étage	0.17	12.6	0.82	30.28	3364	1516,349	5971.93	Vérifiée
4et 5 ^{ème} étage	0.158	13.55	0.825	28.65	2809	1070.613	5113.65	Vérifiée
6et 7 ^{ème} étage	0.144	14.87	0.82	20.36	2304	642.227	4079.36	vérifiée
8 ^{ème} étage	0.13	16.47	0.81	18.47	1849	226.511	3293.87	vérifiée

V.2.4.2. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

S = b × h + 15(A + A') : section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$v = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')$$

$$\text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

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

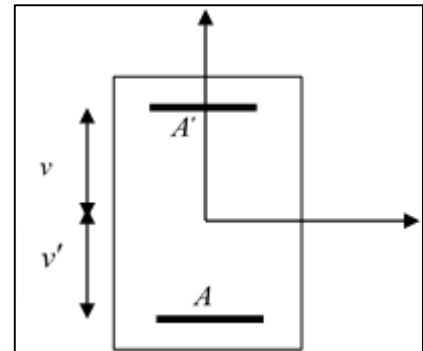


Figure V.2. Section d'un poteau.

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	SS2 et SS1	RDC et 1 étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Sections	4900	4225	3600	3025	2500	2025
d (cm)	67	62	57	53	47	42
A (cm²)	41.22	36.69	30.28	28.65	20.36	18.47
V (cm)	62.24	57.64	52.32	47.02	41.72	40.16
V' (cm)	7.78	7.358	7.67	7.97	8.27	4.8
I_{yy} (m⁴)	0.0584	0,0418	0.0164	0.0118	0.0125	0,00975
N_{ser}(MN)	1.40327	1.44887	1.10656	0.781316	0.46903	0.166131
M_{ser}(MN.m)	0.0443	0.05303	0.0332	0.0194	0.04927	0.04196
M_{serG}(MN.m)	0.4265	0.4172	0.2801	0.1719	0.1276	0.0071
σ_{bc1} (Mpa)	3.17	3.39	2.88	2.62	2.89	2.32
σ_{bc2} (Mpa)	2.76	2.55	2.19	1.69	1.35	0.42
σ_{bc} (Mpa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2.4.3. Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :} \quad \text{RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau V.7.

Tableau V.7. vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
SS2 et SS1	70*70	214.2	3.06	0.04	67	145.086	0.309	1	Vérifiée
RDC et 1 étage	65*65	214.2	3.29	0.04	62	94.516	0.234	1	Vérifiée
2et 3 ^{ème} étage	60*60	214.2	3.57	0.04	57	80.415	0.235	1	Vérifiée
4et 5 ^{ème} étage	55*55	214.2	3.89	0.04	52	63.765	0.222	1	Vérifiée
6et 7 ^{ème} étage	50*50	214.2	4.28	0.04	47	49.452	0.210	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	45*45	214.2	4.76	0.04	42	39,92	0.211	1	Vérifiée

➤ **Disposition constructive des poteaux**

❖ **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

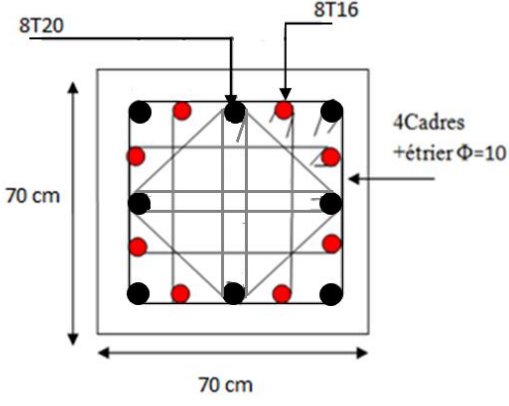
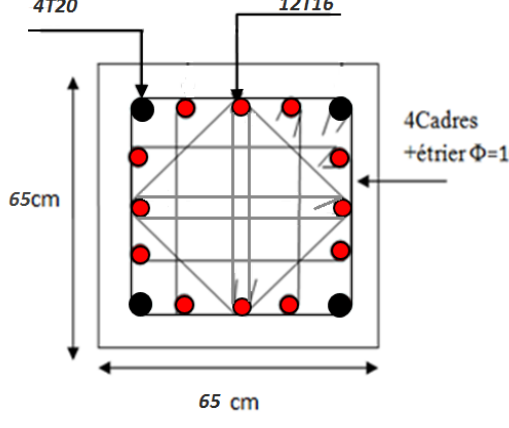
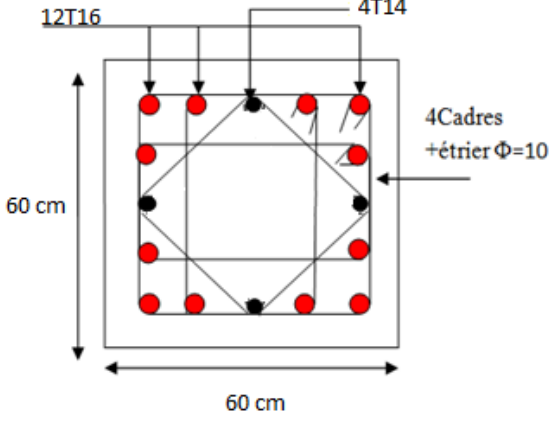
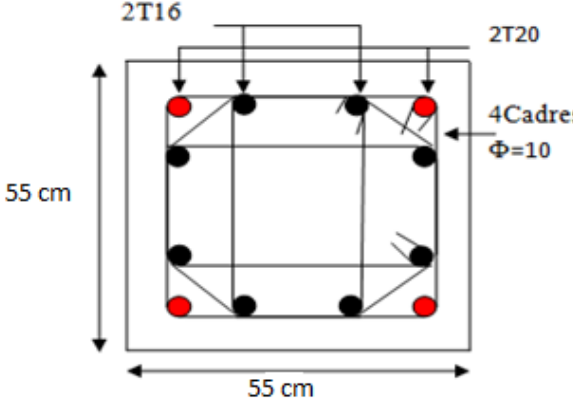
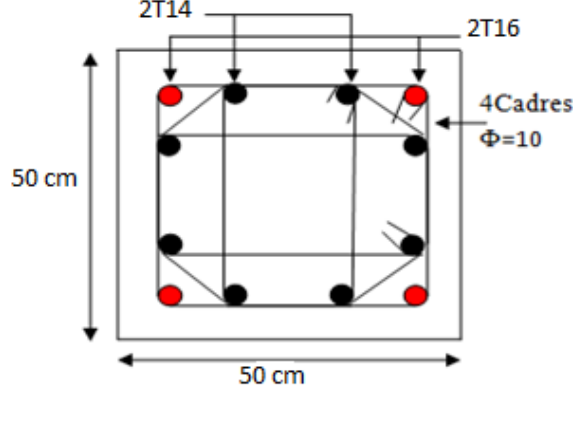
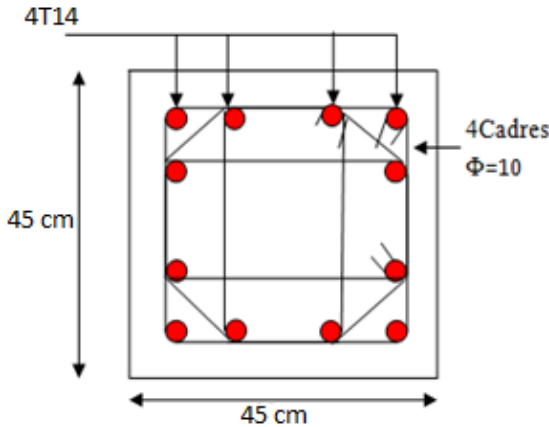
$$\phi = 20\text{mm} \text{ donc } L_r > 80\text{cm} ; \text{ on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} \text{ donc } L_r > 64\text{cm} ; \text{ on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \text{ donc } L_r > 56\text{cm} ; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

V.2.5. Schéma de ferrailage :

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux.

SS1 ET SS 2 (8HA20+8HA16)	RDC et 1 ^{ère} étage (12HA16+4HA20)
 <p>8T20 8T16 70 cm 70 cm 4Cadres +étrier $\Phi=10$</p>	 <p>4T20 12T16 65 cm 65 cm 4Cadres +étrier $\Phi=10$</p>
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage (12HA16+4HA14)	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage (4HA20+8HA16)
 <p>12T16 4T14 60 cm 60 cm 4Cadres +étrier $\Phi=10$</p>	 <p>2T16 2T20 55 cm 55 cm 4Cadres $\Phi=10$</p>
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage (4HA16+8HA14)	8 ^{ème} étage (12HA14)
 <p>2T14 2T16 50 cm 50 cm 4Cadres $\Phi=10$</p>	 <p>4T14 45 cm 45 cm 4Cadres $\Phi=10$</p>

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M , N , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

V.3.1. Les recommandations du RPA99

✓ Les Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- la longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).

✓ Les Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle SAP.

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires..

Niveau	Type	section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
SS 1, SS2 et RDC	Pp	30×45	Appui	116.85	8.6	6.75	6HA14=9.24
			Travée	112.29	7		3HA14+3HA12=8.01
	Ps	30×35	Appui	72.44	7	5.25	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	65.26	5.3		3HA14+1HA12=5.75
1... 8 ^{em} étage	Pp	30×45	Appui	98.24	7.1	6.75	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	99.06	6.1		3HA14+2HA12=6.88
	Ps	30×35	Appui	75.04	6.2	6.2	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	72.33	6		3HA14+2HA12=6.88

V.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

a) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

- *En zone de recouvrement* : $A_{max} = 6\%(b \times h)$
- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 81 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$
- *En zone courante* : $A_{max} = 4\%(b \times h)$
- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

b) Longueurs de recouvrements

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 56 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

V.3.4. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

a) Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

b) Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

➤ *Calcul des espacements des armatures transversales*

Selon le RPA 99

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 11.25cm; \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5cm; \text{ soit } S_t = 15cm$$

➤ *Vérification des sections d'armatures transversales*

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

V.3.5. Vérifications [BAEL 91]**a) Vérifications à L'ELU**➤ *Condition de non fragilité*

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} \leq A^{cal} \dots \text{vérifiée}$$

➤ *Vérification des contraintes tangentielles*

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \quad (F.P.N)$$

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (Mpa)	Observation
<i>Principales</i>	180.6	1.43	3.33	Vérifiée
<i>Secondaires</i>	115.77	0.91	3.33	Vérifiée

➤ *Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement*

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
<i>Principale</i>	9.24	180.6	116.85	5.1	-3.6	Vérifiée
<i>Secondaires</i>	6.88	115.77	75.04	3.32	-2.37	Vérifiée

b) *Vérification à L'ELS*

➤ *Etat limite de compression du béton*

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

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
<i>Principales</i>	Appui	82.72	354706	23.86	6.23	15	vérifiée
	Travée	33.81	290921	26.73	2.77	15	Vérifiée
<i>Secondaires</i>	Appui	51.43	176653	21.82	6.35	15	Vérifiée
	Travée	20.41	147756	19.67	5.91	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

- **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{570} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.078 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{33.81}{10 \times 160.90} = 0.02 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{39.62 \times 5.7^2}{8} = 160.90 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9.24}{30 \times 42} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{510} = 0.068 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.068 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{20.41}{32.05 \times 10} = 0.063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{9.86 \times 5.1^2}{8} = 32.05 \text{ KN.m}$$

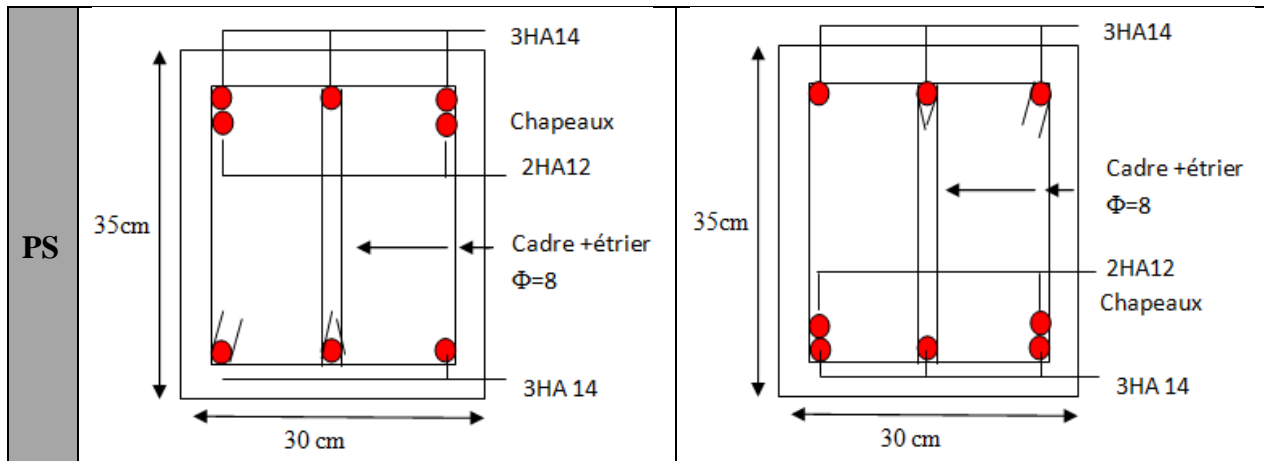
$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.88}{30 \times 32} = 0.0071 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

V.3.6. Schéma de ferrailage

Tableau V.13. Section de ferrailage des poutres principales et secondaires.

SS1, SS2 et RDC		
	Appui	travée
PP		
PS		
1,.....8 ^{eme} étage		
	Appui	Travée
PP		



V.3.7. Vérification des zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

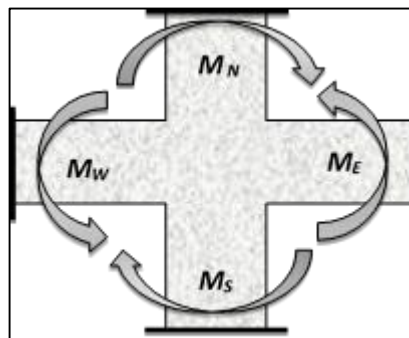


Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales.

V.3.7.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux.

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.9 \times h$

➤ *Poteaux***Tableau V.14.** Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
<i>SS1 et SS2</i>	70*70	0.63	348	41.22	903.70728
<i>RDC et 1^{er} étage</i>	65*65	0.585	348	36.69	746.93502
<i>2^{et} 3^{ème} étage</i>	60*60	0.54	348	30.28	569.02176
<i>4^{et} 5^{ème} étage</i>	55*55	0.495	348	28.65	4935249
<i>6^{et} 7^{ème} étage</i>	50*50	0.45	348	20.36	318.8376
<i>8^{ème} étage</i>	45*45	0.445	348	18.47	286.02642

V.3.7.2. Détermination du moment résistant dans les poutres➤ *Poutres principales et secondaires***Tableau V.15.** Moment résistant dans les poutres.

Niveau	type	Section	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
<i>SS1, SS2 et RDC</i>	Pp	30*45	0.405	348	9.24	130.22
	Ps	30*35	0.315	348	8.01	87.80
<i>1,....8^{ème} étage</i>	Pp	30*45	0.405	348	8.01	112.89
	Ps	30*35	0.315	348	6.88	75.41

V.3.7.3. Vérification de la zone nodale :

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale.

Niveau	Plan	$M_e=M_w$	M_s	M_n	$1.25 \times (M_e+M_w)$	M_n+M_s	Obs
<i>SS1</i>	Pp	130.22	903.70728	903.70728	325.55	1807.41456	Vérifiée
	Ps	87.80	903.70728	903.70728	219.5	1807.41456	Vérifiée
<i>SS2</i>	Pp	130.22	903.70728	746.93502	325.55	1650.6423	Vérifiée
	PS	87.80	903.70728	746.93502	219.5	1650.6423	Vérifiée
<i>RDC</i>	Pp	130.22	746.93502	746.93502	325.55	1493.87004	Vérifiée
	Ps	87.80	746.93502	746.93502	219.5	1493.87004	Vérifiée
<i>1^{ère} étage</i>	Pp	112.89	746.93502	569.02176	282.22	1315.95678	Vérifiée
	Ps	75.41	746.93502	569.02176	188.52	1315.95678	Vérifiée
<i>2^{ème} étage</i>	Pp	112.89	569.02176	569.02176	282.22	1138.04352	Vérifiée
	Ps	75.41	569.02176	569.02176	188.52	1138.04352	Vérifiée
<i>3^{ème} étage</i>	Pp	112.89	569.02176	493.5249	282.22	1062.54666	Vérifiée
	Ps	75.41	569.02176	493.5249	188.52	1062.54666	Vérifiée
<i>4^{ème} étage</i>	Pp	112.89	493.5249	493.5249	282.22	987.0498	Vérifiée
	Ps	75.41	493.5249	493.5249	188.52	987.0498	Vérifiée
<i>5^{ème} étage</i>	Pp	112.89	493.5249	318.8376	282.22	812.3625	Vérifiée
	Ps	75.41	493.5249	318.8376	188.52	812.3625	Vérifiée
<i>6^{ème} étage</i>	Pp	112.89	318.8376	318.8376	282.22	637.6752	Vérifiée
	Ps	75.41	318.8376	318.8376	188.52	637.6752	Vérifiée
<i>7^{ème} étage</i>	Pp	112.89	318.8376	286.02642	282.22	604.86402	Vérifiée
	Ps	75.41	318.8376	286.02642	188.52	604.86402	Vérifiée
<i>8^{ème} étage</i>	Pp	112.89	286.02642	0	282.22	286.02642	Vérifiée
	Ps	75.41	286.02642	0	188.52	286.02642	Vérifiée

V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction

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.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q$$

$$2). G + Q \pm E$$

$$3). 0,8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

a) 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).

b) 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.

c) 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 / m².

d) 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 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ 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.

V.4.3. Calcul des sollicitations :

Tableau V.17. Les sollicitations dans les voiles au niveau du sous-sol 2.

Voile	e (m)	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor.}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor}$		V (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V_{X1}	0.15	638.778	-1.2798	-643.728	439.122	298.522	-643.488	318.79
V_{X2}	0.15	675.547	-3.2872	-622.315	453.868	299.736	-620.906	291.062
V_{X3}	0.15	648.499	182.5522	-234.717	140.73	22.931	-226.819	96.777
V_{X4}	0.15	723.936	227.8663	227.8663	723.936	98.583	-175.133	103.68
V_{Y1}	0.15	528.486	-36.1571	-506.282	393.624	271.033	459.5223	251.81
V_{Y2}	0.15	678.448	-273.482	-273.482	678.448	57.415	196.4897	102.607
V_{Y3}	0.15	510.181	-216.843	-216.843	510.181	30.883	214.3928	121.31
V_{Y4}	0.15	667.869	247.8455	247.845	667.869	-31.044	196.2306	97.073

V.4.4. Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
($A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$)
- $A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux suivant avec :

Tableau V.18. Sollicitations et ferrailage des voiles //xx au niveau SS2.

Voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4
Section	0.15×3.3	0.15×3.3	0.15×1.6	0.15×1.6
N(KN)	439.122	-453.868	648.499	723.936
M(KN.m)	-643.728	-622.315	182.5522	227.8663
V(KN)	318.79	291.062	91.24	103.68
τ (MPa)	1.19	1.16	0.80	0,86
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	17.26	17.43	16.44	13.32
A_{min} (cm²)	5.85	5.85	2.81	2.81
L_t	0.92	0.88	0.16	0.21
A_{min}^{tendu} (cm²)	2.74	2.66	0.48	0.63
N^{barre}	12HA14	12HA14	8HA14+4HA12	12HA12

$A_{z.tendu}$	18.47	18.47	16.84	13.57
S_t (cm)	15	15	15	15
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.15	1.23	1.38	1,24
$A_{z.compr}$	1.57	1.57	1.57	1,57
$N^{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1.19	1.08	0.75	0,80
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0,45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19. Sollicitations et ferrailage des voiles // yy au niveau SS2.

Voile	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
Section	0.15×2.8	0.15×1.7	0.15×1.5	0.15×1.5
$N(KN)$	528.486	678.448	510.181	667.869
$M(KN.m)$	-36.1571	-273.482	-216.843	247.8455
$V(KN)$	318.79	102.607	121.31	97.073
τ (MPa)	1.04	0.78	0.83	0,87
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	14.09	21.07	16.44	10.05
A_{min} (cm ²)	5.62	3.82	2.58	2.58
L_t	0.84	0.25	0.30	0.53
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.53	0.75	0.92	1.60
N^{barre}	6HA12+10HA10	6HA16+6HA14	8HA14+4HA12	10HA12
$A_{z.tendu}$	14.64	21.30	16.84	11.31
S_t (cm)	15	15	15	15
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.21	1.79	1.32	0,12
$A_{z.compr}$	3.14	3.14	1.57	1,57
$N^{barre}/face$	4HA10	4HA10	2HA10	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	0.97	0.55	0.78	0,82
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage des voiles //xx au 8ème étage.

Voile	Vx1	Vx3
<i>Section</i>	0.15×3.3	0.15×1.6
<i>N(KN)</i>	265.863	169.535
<i>M(KN.m)</i>	60.416	-2.681
<i>V(KN)</i>	110.747	28.156
τ (MPa)	0.40	0.21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
<i>A_{cal} (cm²)</i>	6.1	4.28
<i>A_{min} (cm²)</i>	6.41	3.09
<i>L_t</i>	/	/
<i>A_{min}^{tendu} (cm²)</i>	/	/
<i>N^{barre}</i>	10HA10	6HA10
<i>A_{z.tendu}</i>	7.85	4.71
<i>S_t (cm)</i>	15	15
<i>A_{min}^{comp} (cm²)</i>	4.25	2.06
<i>A_{z.compr}</i>	4.71	3.14
<i>N^{barre/face}</i>	6HA10	4HA10
<i>A_h^{cal} (cm²)</i>	0.37	0.20
<i>A_h^{min} (cm²)</i>	0.45	0.45
<i>A_h^{adop} (cm²)</i>	1.57	1.57
<i>N^{barre}</i>	2HA10	2HA10
<i>S_t (cm)</i>	20	20

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage des voiles //yy au 8ème étage.

Voile	Vy1	Vy2
<i>Section</i>	0.15×2.8	0.15×1.7
<i>N(KN)</i>	161.661	101.486
<i>M(KN.m)</i>	1.3135	7.6227
<i>V(KN)</i>	90.286	42.829
τ (MPa)	0.39	0.30
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
<i>A_{cal} (cm²)</i>	4.02	2.4
<i>A_{min} (cm²)</i>	5.28	3.31
<i>L_t</i>	/	/
<i>A_{min}^{tendu} (cm²)</i>	/	/
<i>N^{barre}</i>	8HA10	6HA10

$A_{z.tendu}$	6.28	4.71
S_t (cm)	15	15
A_{min}^{comp} (cm ²)	3.52	2.21
$A_{z.compr}$	4.71	3.14
$N^{barre/face}$	6HA10	4HA10
A_h^{cal} (cm ²)	0.37	0.28
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20

Remarque

On a opté pour un même ferrailage du sous-sol 2 jusqu'au 7^{eme} étage et un autre ferrailage du 7^{eme} au 8^{eme} étage.

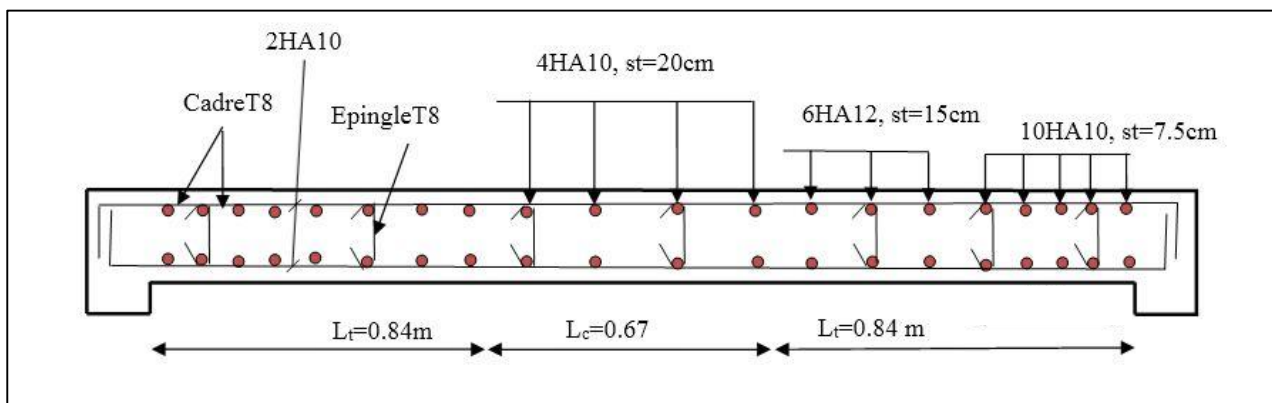
V.4.5. Schéma de ferrailage :

Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile VY1.

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.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 profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, 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.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1.75 bars à une profondeur de 2 m.

VI.3. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Et D'après le **DTR BC.2.33.1** :

$$1). 1.35G+1.5Q$$

$$2). G+Q$$

VI.4. Etude des fondations

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

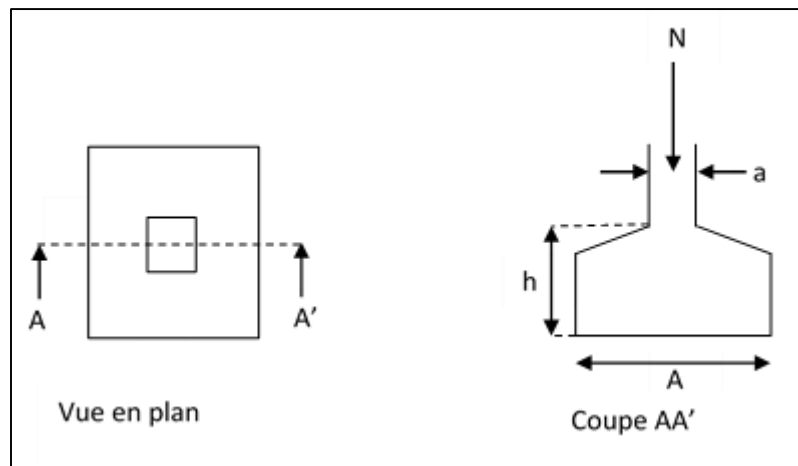


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000V14*.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N_s = 1947.35 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 175 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{1949.35}{175}} \quad \text{AN : } B \geq 3.33 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1.8 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.2. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

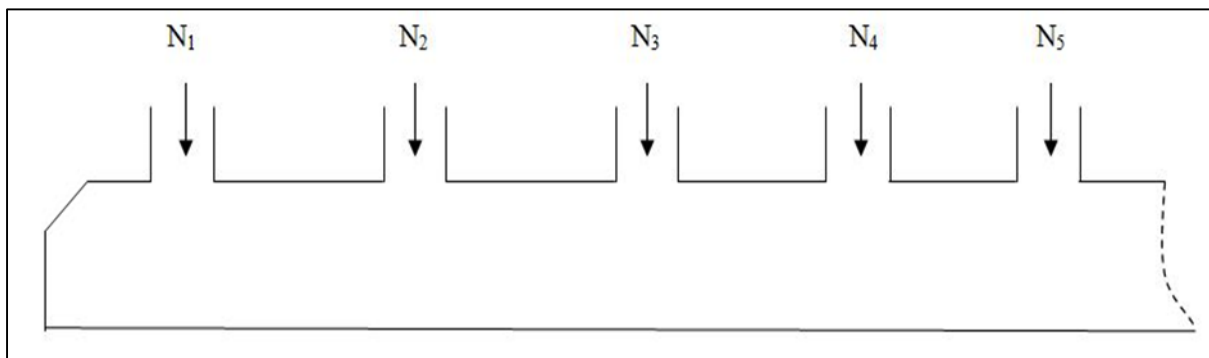


Figure VI.2. Semelle filante.

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1341.78 \text{ KN} \quad N_5 = 1817.09 \text{ KN} \quad N_9 = 1855.80 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1925.75 \text{ KN} \quad N_6 = 1873.70 \text{ KN} \quad N_{10} = 1470.87 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1949.35 \text{ KN} \quad N_7 = 1903.27 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1702.51 \text{ KN} \quad N_8 = 1788.17 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^{10} N_i = 17628,29 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{17628,29}{175 \times 27} = 3,73 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1.8 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol, donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

a) Pré dimensionnement

➤ Condition de coffrage :

ht : hauteur des nervures.

hr : hauteur de la dalle.

Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (Lmax = 5.70 m)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{570}{20} = 28,5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité :**

Pour un radier rigide, il faut que $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$; et $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

Avec :

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young. $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml .

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,7^4 \times 4.10^4}{\pi^4 3,216.10^7}} = 87 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 87 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,90^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,73 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,7 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,86 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{68682,827}{175} = 392,47 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 498,6 \text{ m}^2$

➤ **Dimensions du radier :**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

- ✓ Hauteur de la nervure $h_t = 90\text{cm}$.
- ✓ Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$.
- ✓ Enrobage $d' = 5\text{cm}$.
- ✓ La surface du radier $S_{rad} = 498,6 \text{ m}^2$.

b) Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.42)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(70 \times 70) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,70 + 0,90 = 1,60 \\ B = b + h_t = 0,70 + 0,90 = 1,60 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6,40 \text{ m}$$

$N_d = 3.32307\text{MN} < 0.045 \times 6.4 \times 0.90 \times 25/1.5 = 4.32\text{MN}$ Condition vérifiée
Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

- $N = N_s + N_{rad}$: l'effort normal dû aux charges verticales.
- $M_{x,y}$: Moments sismiques à la base
- S_{rad} : Surface du radier.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 57550 \text{ m}^4 ; \quad X_G = 13,5 \text{ m} ; \quad I_y = 119740 \text{ m}^4 ; \quad Y_G = 9,283 \text{ m}$$

> **Sens X-X**

Données :

$$N_s = 68,682827 \text{ MN} ; M_x = 36,86300 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 57550 \text{ m}^4 \quad N_{rad} = 3,7395 \text{ MN}$$

$$N = N_s + N_{rad} = 72,422327 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{72,422327}{498,6} + \frac{36,86300}{57550} \times 9,283 = 0,151 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{72,422327}{498,6} - \frac{36,86300}{57550} \times 9,283 = 0,139 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,151 + 0,139}{4} = 0,148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,175 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

> **Sens Y-Y**

Données :

$$N_s = 68,682827 \text{ MN} ; M_y = 18,713769 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 119740 \text{ m}^4 \quad N_{rad} = 3,7395 \text{ MN}$$

$$N = N_s + N_{rad} = 72,422327 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{72,422327}{498,6} + \frac{18,713769}{119740} \times 13,5 = 0,147 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{72,422327}{498,6} - \frac{18,713769}{119740} \times 13,5 = 0,143 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,147 + 0,143}{4} = 0,146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,175 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

$$\text{Selon le RPA99, on doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

> **Dans le sens X-X**

$$e = \frac{36,86300}{68,682827} = 0,536m < \frac{27}{4} = 6,75m$$

> **Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{18,713769}{68,682827} = 0,27m < \frac{19}{4} = 4,75m$$

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

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w :$$

Avec :

$$N = 72422,327 \text{ KN}$$

$h = 3,06m$, la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$F_s = 1,5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 498,6m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau).

On trouve :

$$N = 72422,327 \text{ KN} > 1,15 \times 3,06 \times 498,6 \times 10 = 17545,734 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$ du radier.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{72422,327 \times 5,7 \times 1}{2 \times 498,6} = 413,96 \text{ KN}$$

D'après (1) :

$$d \geq \frac{V_u}{1 \times \tau} = 0,14 \text{ cm}$$

On prend : $d = 0,25m$

$$\tau_u = \frac{351,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25} = 1,40 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.4. Ferrailage du radier

➤ *Ferrailage de la dalle*

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

a) *A l'ELU*

➤ *Calcul des sollicitations*

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 3739,5 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 2721,6 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 94151,659 + 3739,5 + 2721,6 = 100012,759 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{100012,759}{498,6} = 200,58 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5,1 - 0,70 = 4,4 \text{ m} ; L_y = 5,70 - 0,7 = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0476 \times 200,58 \times 4,4^2 \\ M_{0y} = 0,7438 \times 184,84 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 184,84 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 137,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ *Calcul des moments corrigés*

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 157,11 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 116,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -92,42 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

➤ *Condition de non fragilité*

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,88 > 0,4$

$$\rho_0 = 0.0008$$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,88}{2} \right) \times 0,3 = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.1. Section d'armatureur du radier.

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{br} de barres	St (cm)
<i>travée</i>	X-X	157,11	18.24	2.54	18.85	6HA20	16
	Y-Y	116,85	13.24	2.4	14.07	7HA16	18
<i>Appui</i>		- 92,42	10.32	2.54	10.78	7HA14	18

b) *A l'ELS :*

➤ *Vérification*

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 75143,927 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{75143,927}{498,6} = 150,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 159,29 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 130,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ *Les moments corrigés*

$$M_{tx} = 135,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 111,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -79,64 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		Ms(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
<i>travée</i>	X-X	135.39	9.7	122358	10.95 < 15	Vérifiée	292.07 > 201.63
	Y-Y	111.23	8.7	100422	9.83 < 15	Vérifiée	309.38 > 201.63
<i>Appui</i>		-79.64	7.4	76345	7.90 < 15	Vérifiée	311.74 > 201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier après augmentation de la section de ferrailage.

Localisation		Ms(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{br} de barres	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	St (cm)
travée	X-X	135.39	30.1	34.36	7HA25	175.25 < 201.63	14
	Y-Y	111.23	25	29.45	6HA25	167.04 > 201.63	16
Appui		-79.64	17	18.85	6HA20	182.07 > 201.63	16

➤ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 16 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

c) Schéma de ferrailage :

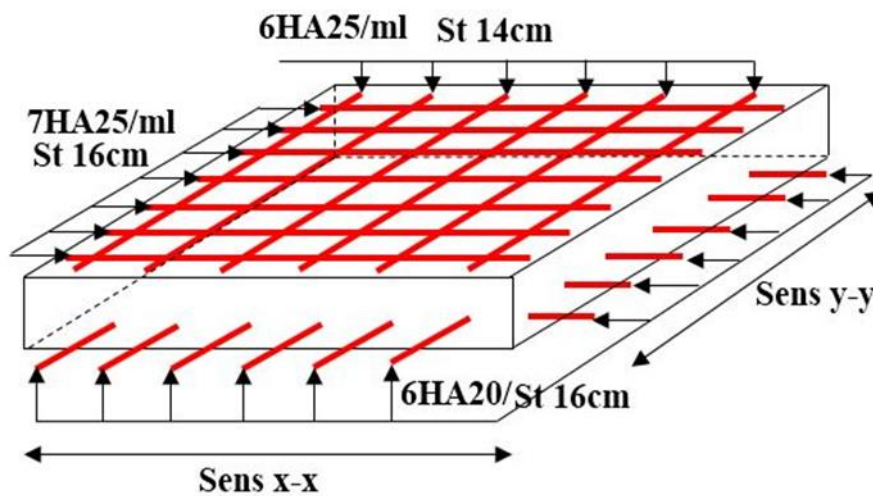


Figure VI.3. Schéma de ferrailage de radier.

VI.5. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

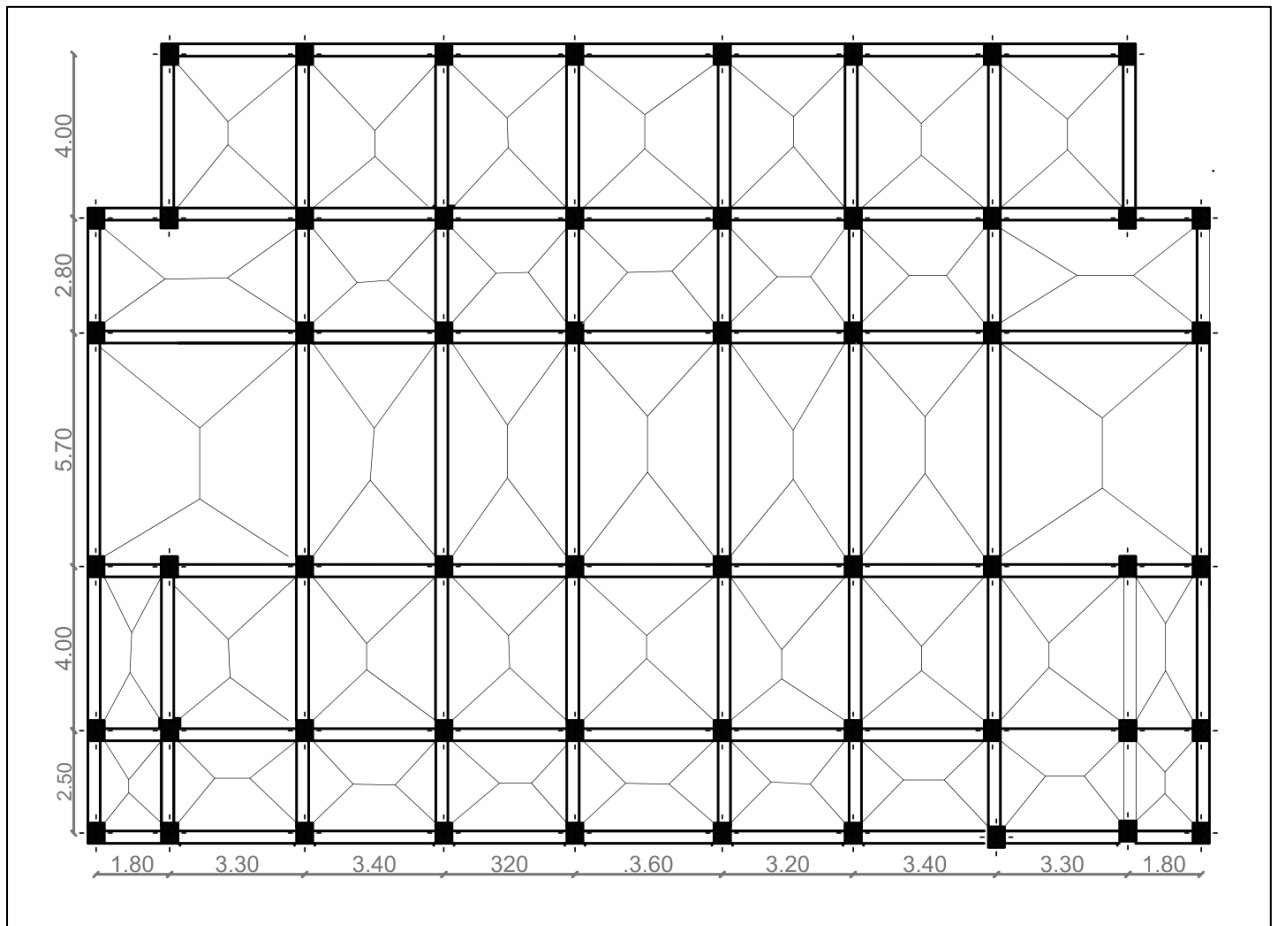


Figure VI.4. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

$$\text{Charge trapézoïdale} \longrightarrow \begin{cases} P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right] \end{cases}$$

$$\text{Charge triangulaire} \longrightarrow P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

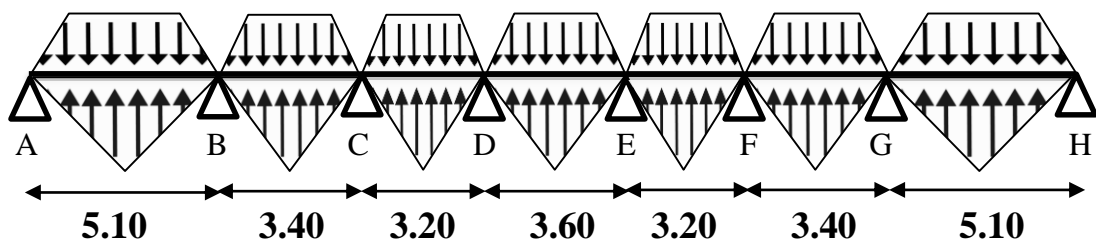
$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 200.58 \text{KN/m}^2, \quad Q_s = 150.7 \text{KN/m}^2.$$

a) *Calcul des sollicitations*

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

➤ *Sens X-X*



❖ *Schéma statique équivalent*

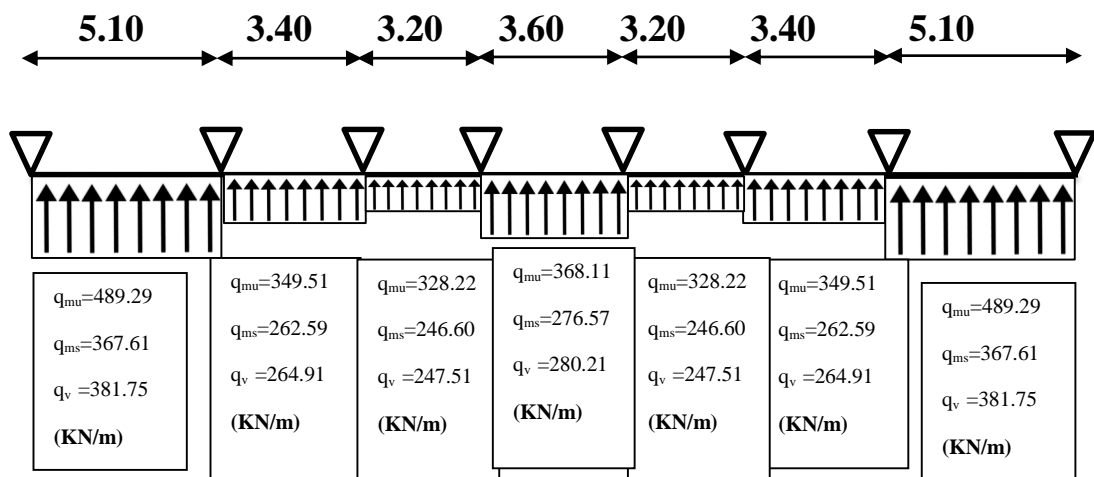


Figure VI.5. Schéma statique de la nervure selon X-X.

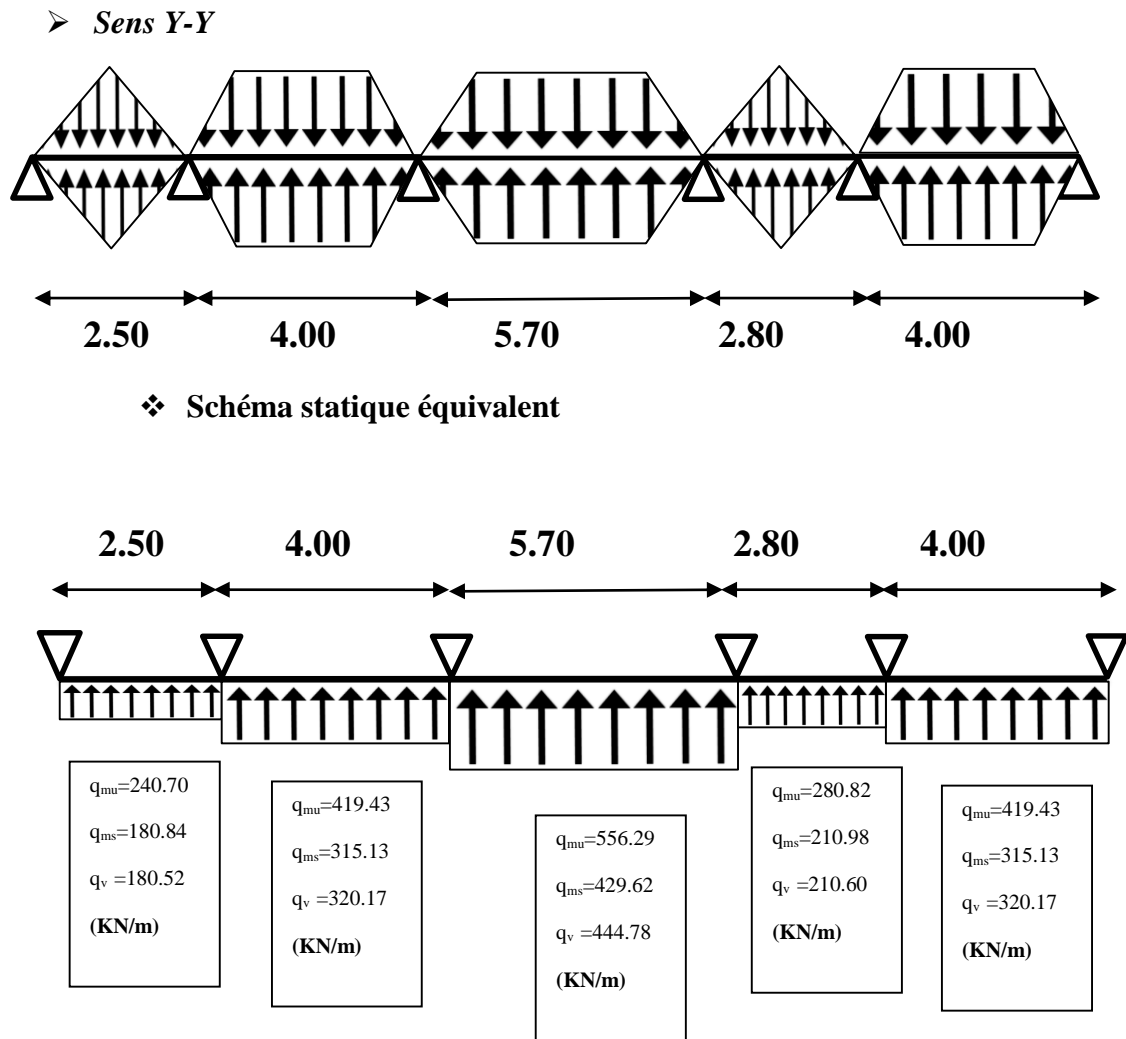


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.

Les résultats sont résumés dans les tableaux VI.4 et VI.5.

Tableau VI4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

Sens	travée	l (m)	P_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	5,1	489,29	0	-1082,266	2,116	1095,689
	BC	3,4	349,51	-1082,266	-279,413	2,376	-96,03
	CD	3,2	328,22	-279,413	-309,256	1,572	125,92
	DE	3,6	368,11	-309,256	-309,256	1,8	287,082
	EF	3,2	328,22	-309,256	-279,413	1,628	125,92
	FG	3,4	349,51	-279,413	-1082,266	1,1024	-96,03
	GH	5,1	489,29	-1082,266	0	2,984	1095,689
Y-Y	AB	2,5	240,7	0	-361,297	0,65	50,784
	BC	4	419,43	-361,297	-1008,045	1,615	185,353
	CD	5,7	556,29	-1008,045	-967,18	2,863	1271,666
	DE	2,8	280,82	-967,18	-565,607	1,911	-454,567
	EF	4	419,43	-565,607	0	2,337	579,892

Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

Sens	travée	l (m)	P _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	5,1	367,61	0	-813,12	2,116	823,206
	BC	3,4	262,59	-813,12	-209,927	2,376	-72,151
	CD	3,2	246,6	-209,927	-232,351	1,572	94,609
	DE	3,6	276,57	-232,351	-232,351	1,8	215,692
	EF	3,2	246,6	-232,351	-209,927	1,628	94,609
	FG	3,4	262,59	-209,927	-813,12	1,1024	-72,151
	GH	5,1	367,61	-813,12	0	2,984	823,206
Y-Y	AB	4,35	180,84	0	-271,451	0,65	38,153
	BC	4	315,13	-271,451	-774,139	1,615	132,494
	CD	4,1	429,62	-774,139	-745,802	2,863	984,852
	DE	4,9	210,98	-774,139	-424,955	1,911	-347,609
	EF	5,5	315,13	-424,955	0	2,337	435,69

b) Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section b*h en flexion simple.

h=0.90m; h₀=0.30m; b₀=0.70m.

✓ **Sens X-X**

On a :

h = 0,90m ; h₀ = 0,30 m

b₀ = 0,70 m

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

$$\frac{b - 0,70}{2} \leq \min(2,2 \text{ m} ; 0,18 \text{ m})$$

Soit, b = 1 m.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,70}{2} \leq \min(2,5 \text{ m} ; 0,11 \text{ m})$$

Soit, b = 0,90 m.

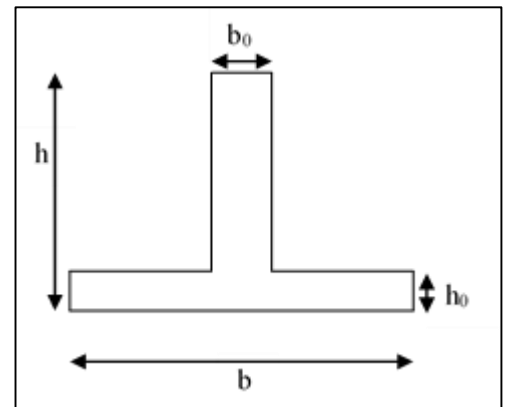


Figure VI.7. Section à ferrailer.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	1095.689	42.10	10.97	43.78	7HA25+3HA20
	Appui	-1082.266	41.65		43.78	7HA25+3HA20
Y-Y	Travée	1271.666	46.37	12.87	46.93	7HA25+4HA20
	Appui	-1008.045	36,66		38.38	7HA25+2HA16

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 25,71; 70) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres + 1 épingle ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

c) **Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1461,19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,85} = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1592,59 \times 10^{-3}}{0,90 \times 0,85} = 2,07 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		Ms(KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
X-X	Travée	823.206	25.39	2545776	8.21<15	Vérifiée	240.43>201.63
	Appui	813.12	24.17	2306064	8.52<15	Vérifiée	237.49>201.63
Y-Y	Travée	1067.32	26.37	2456239	10.57<15	Vérifiée	270.77>201.63
	Appui	1358.65	25.08	2227374	8.71<15	Vérifiée	257.59>201.63

Remarque

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage. (Voir **tableau VI.8**)

Tableau VI.8. Section d'armatures des nervures après augmentation de la section de ferrailage.

Localisation		Ms (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{br} de barres	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
X-X	Travée	823.206	53	56.30	7HA32	189.40 < 201.63
	Appui	813.12	52.5	56.30	7HA32	187.08 > 201.63
Y-Y	Travée	1067.32	65	66.12	7HA32+2HA25	195.63 < 201.63
	Appui	1358.65	50	50.03	5HA32+2HA25	198.72 < 201.63

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc $A_p = 3 \times 0.9 = 2.7 \text{ cm}^2$, Soit : 3HA12 = 3.39 cm² par face.

d) Schéma de ferrailage des nervures

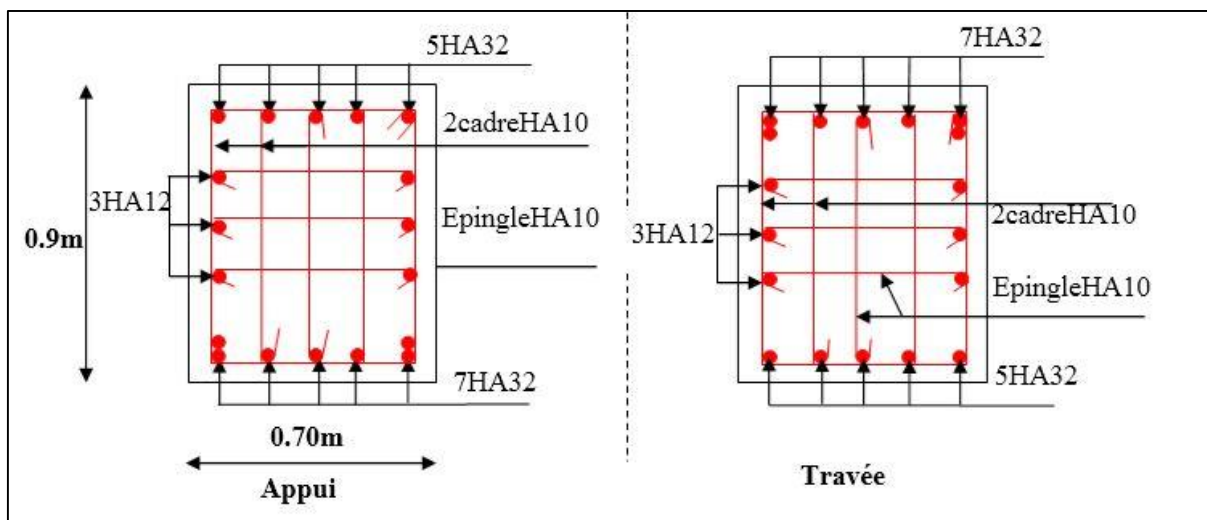


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.

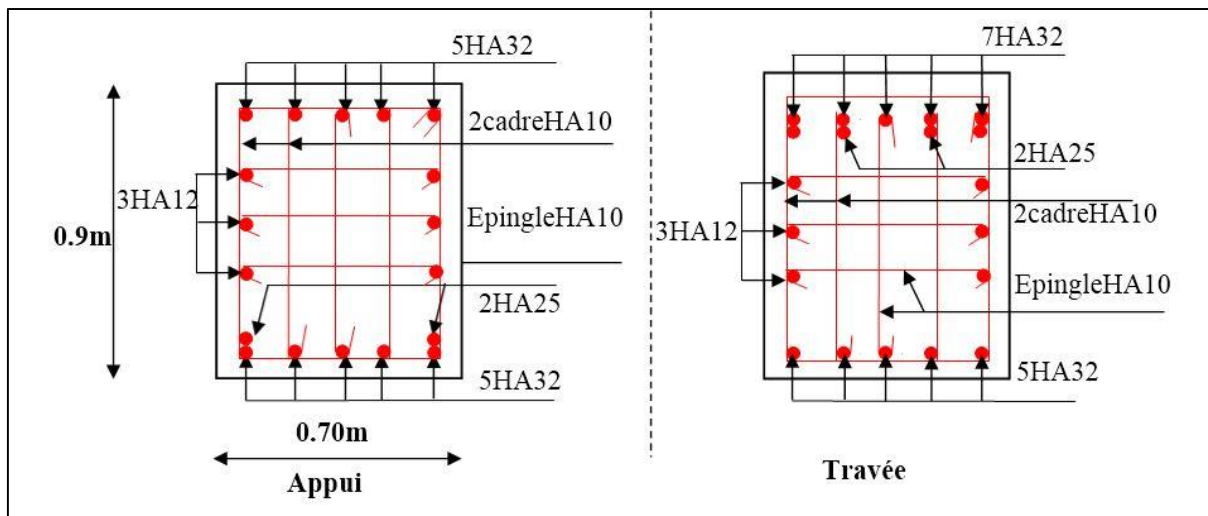


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.

VI.6. Les voiles périphériques :

VI.6.1. Introduction :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux

Selon le **RPA99**, un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.06$ m.
- La longueur $L=5.70$ m.
- L'épaisseur $e=20$ cm.

VI.6.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19.08 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
- La cohésion $c=0$ bar

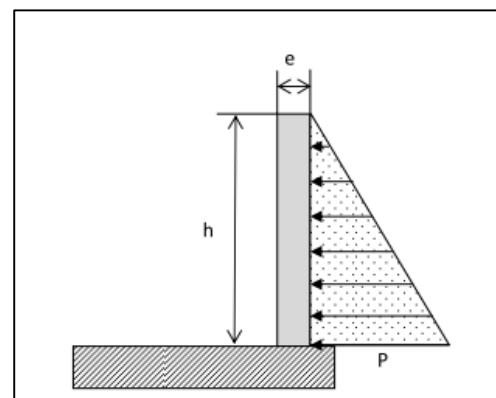


Figure VI.10. Voile périphérique.

VI.6.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

a) *La poussée des terres :*

$$G = h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 19.46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) *Surcharge accidentelle :*

$$Q = q * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$q = 10 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

VI.6.5.1. A L'ELU

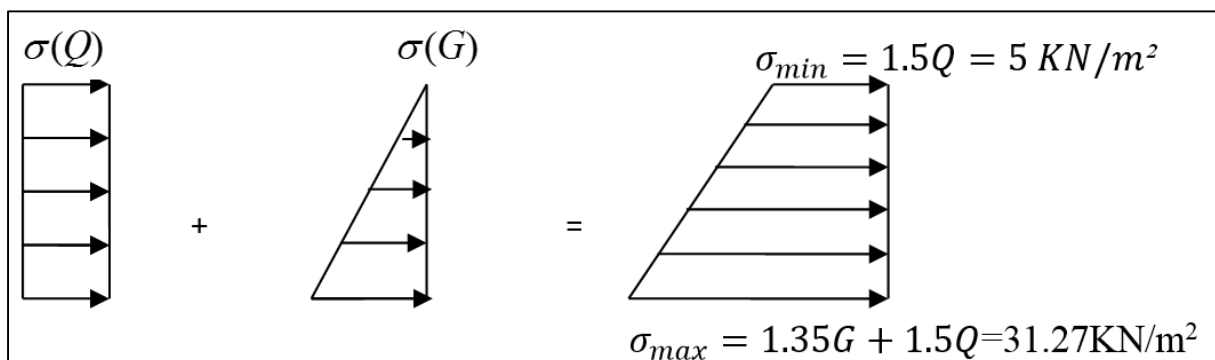


Figure VI.11. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 24.70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 24.70 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.70 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.54 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine,

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 21KN.m \\ M_{0y} = 5.25KN.m \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corrigés :**

$$M_{tx} = 17.85KN.m ; \quad M_{ty} = 4.46KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 10.50KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.1\% b * h$ **condition exigée par le RPA.**

Tableau VI.9. Section des armatures du voile périphérique.

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St (cm)
Travée								
x-x	17.85	0.0338	0.0495	0.176	2.90	2	4T12=4.52	25
y-y	4.46	0.0097	0.0122	0.179	0.71	2	4T10=3.14	25
Appuis								
	10.5	0.0228	0.0289	0.177	1.69	2	4T10=3.14	25

➤ **Espacements**

Sens x-x : $St \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25cm \longrightarrow St = 25cm.$

Sens y-y : $St \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25cm \longrightarrow St = 25cm.$

➤ **Vérifications de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = 2.5Mpa$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{24.7 \times 3.06}{2} \times \frac{5.7^4}{3.06^4 + 5.07^4} = 34.89KN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{24.7 \times 5.7}{2} \times \frac{3.06^4}{3.06^4 + 5.7^4} = 5.39KN$$

Donc :

$$\tau_{ux} = \frac{34.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.20 \text{Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{5.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \leq 0.03 \text{Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.6.5.2. Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 22.73 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.33 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 17.93 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 17.93 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0948 \\ \mu_y = 0,4050 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0X} = 15.91 \text{KN.m} \\ M_{0Y} = 6.44 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 13.52 \text{KN.m}; \quad M_{ty} = 5.47 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 7.95 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{Ms}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_{c28}; \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Tableau VI.10. Vérification les contraintes.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée								
Sens x-x	13.52	4.52	3.73	13683,26	3.69	15	196.73	201.6
Sens y-y	5.47	3.14	3.07	10101,54	1.66	15	126.4	201.6
En appui								
	7.95	3.14	3.07	10101,54	2.42	15	66.63	201.6

VI.6.6. Schéma de ferrailage :

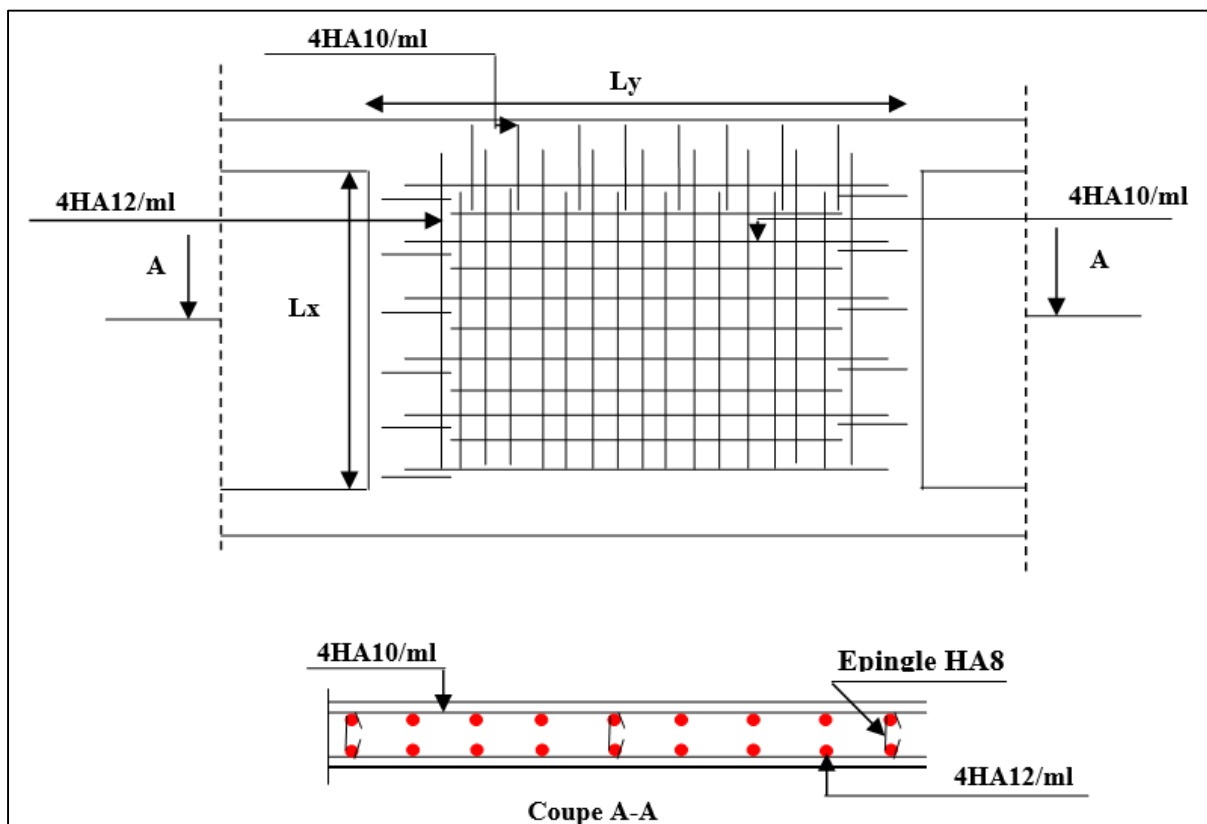


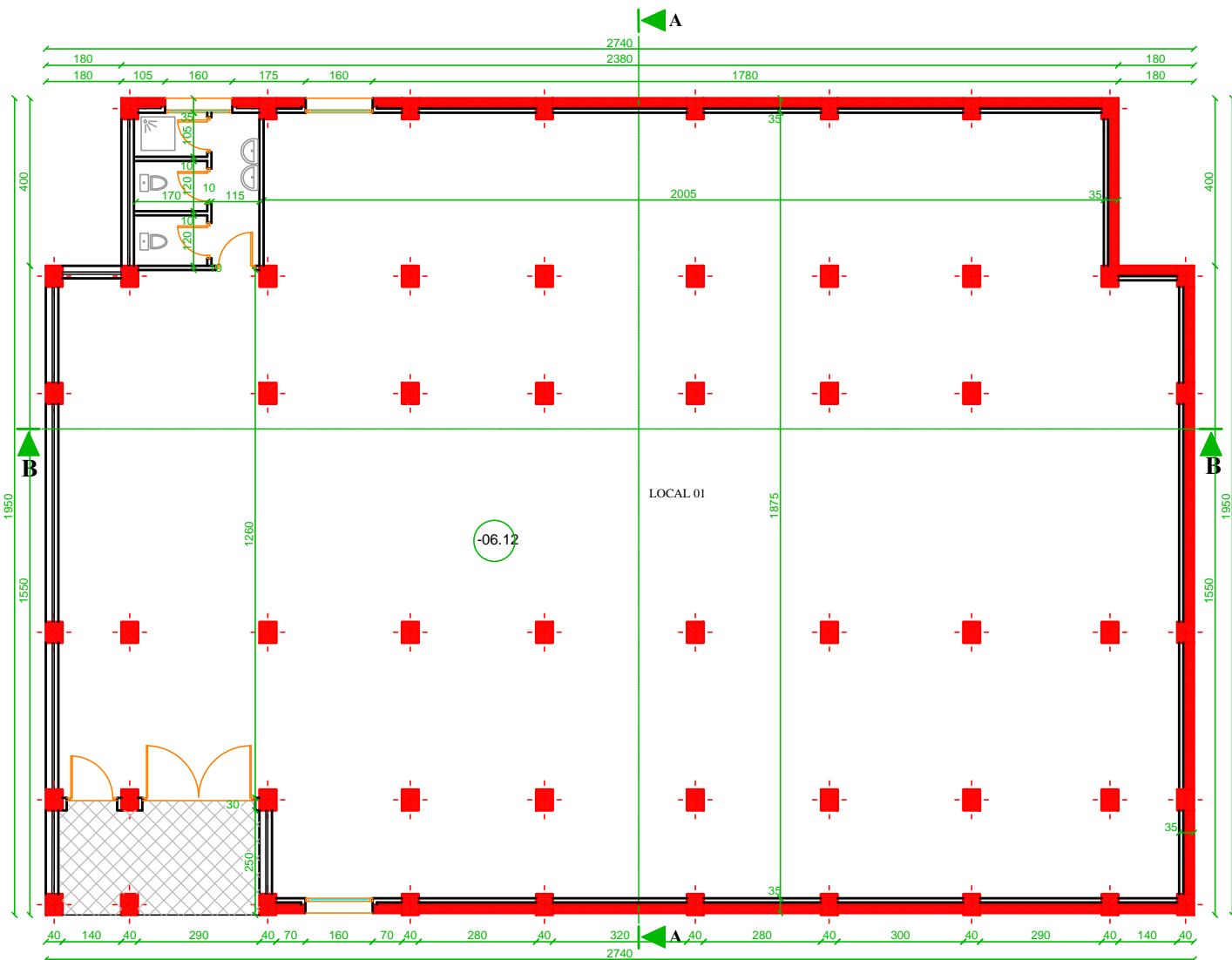
Figure VI.12. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion général

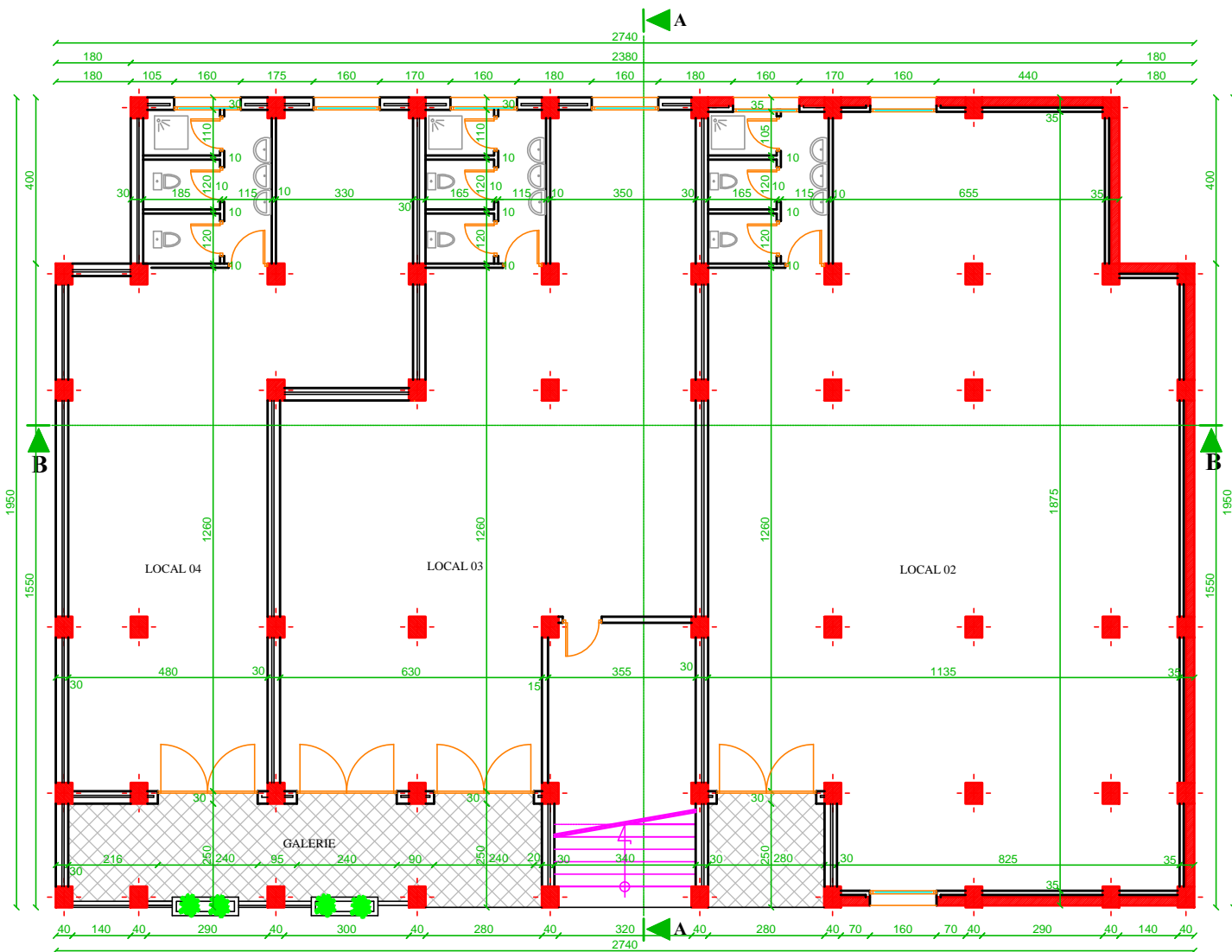
L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- ✓ D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

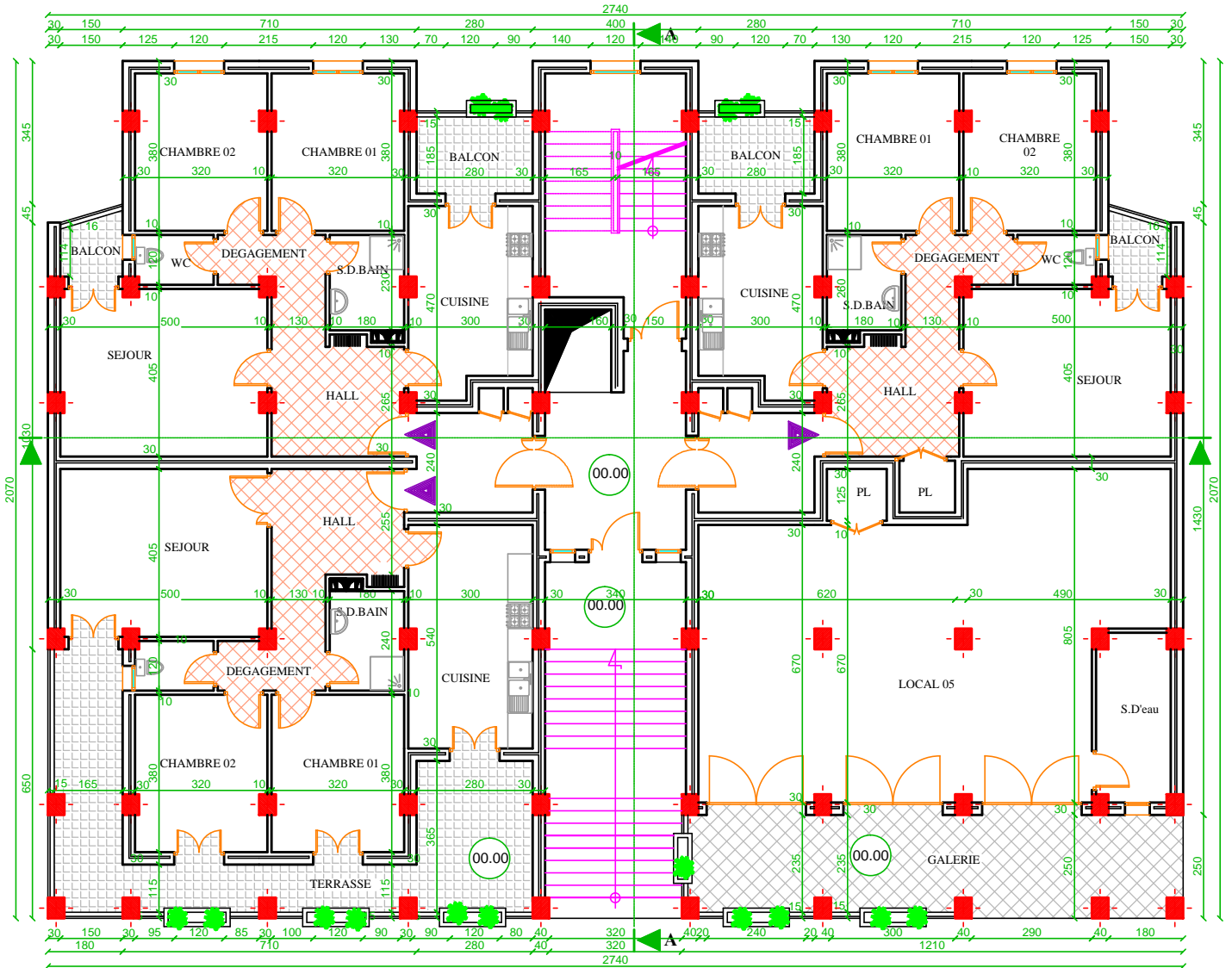
Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.



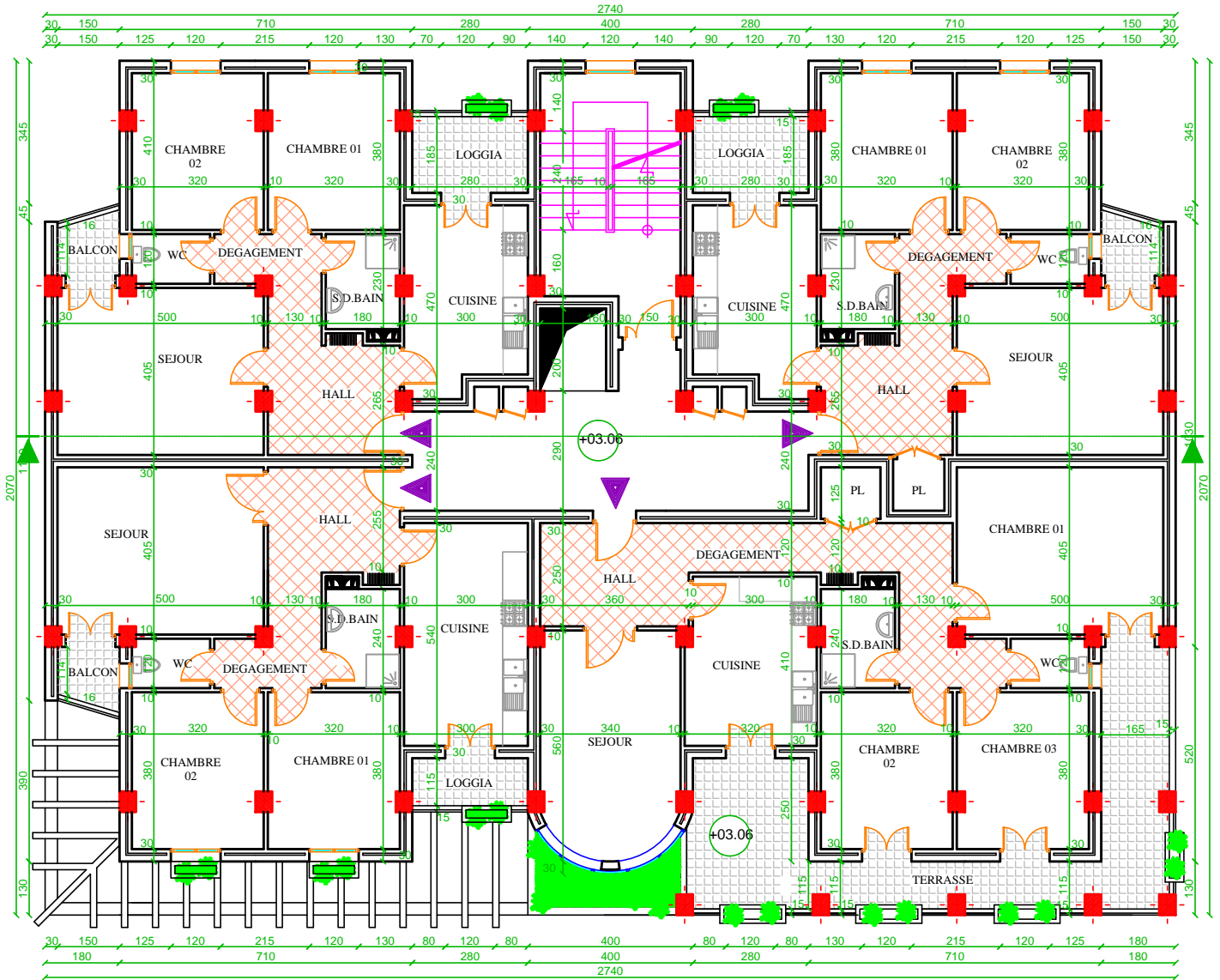
BLOC B PLAN SOUS SOL 02
 ECH: 1/100



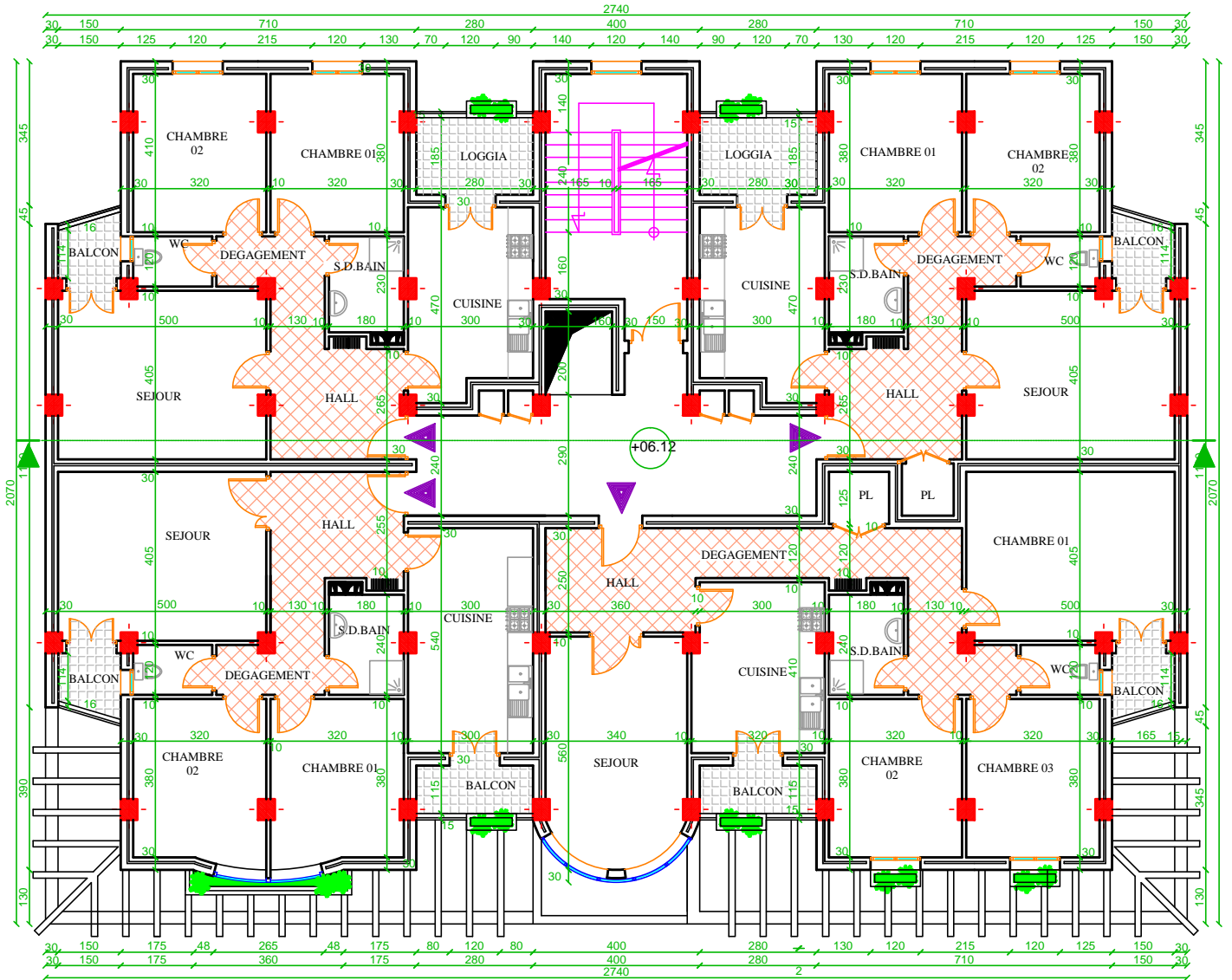
BLOC B PLAN SOUS SOL 01
ECH: 1/100



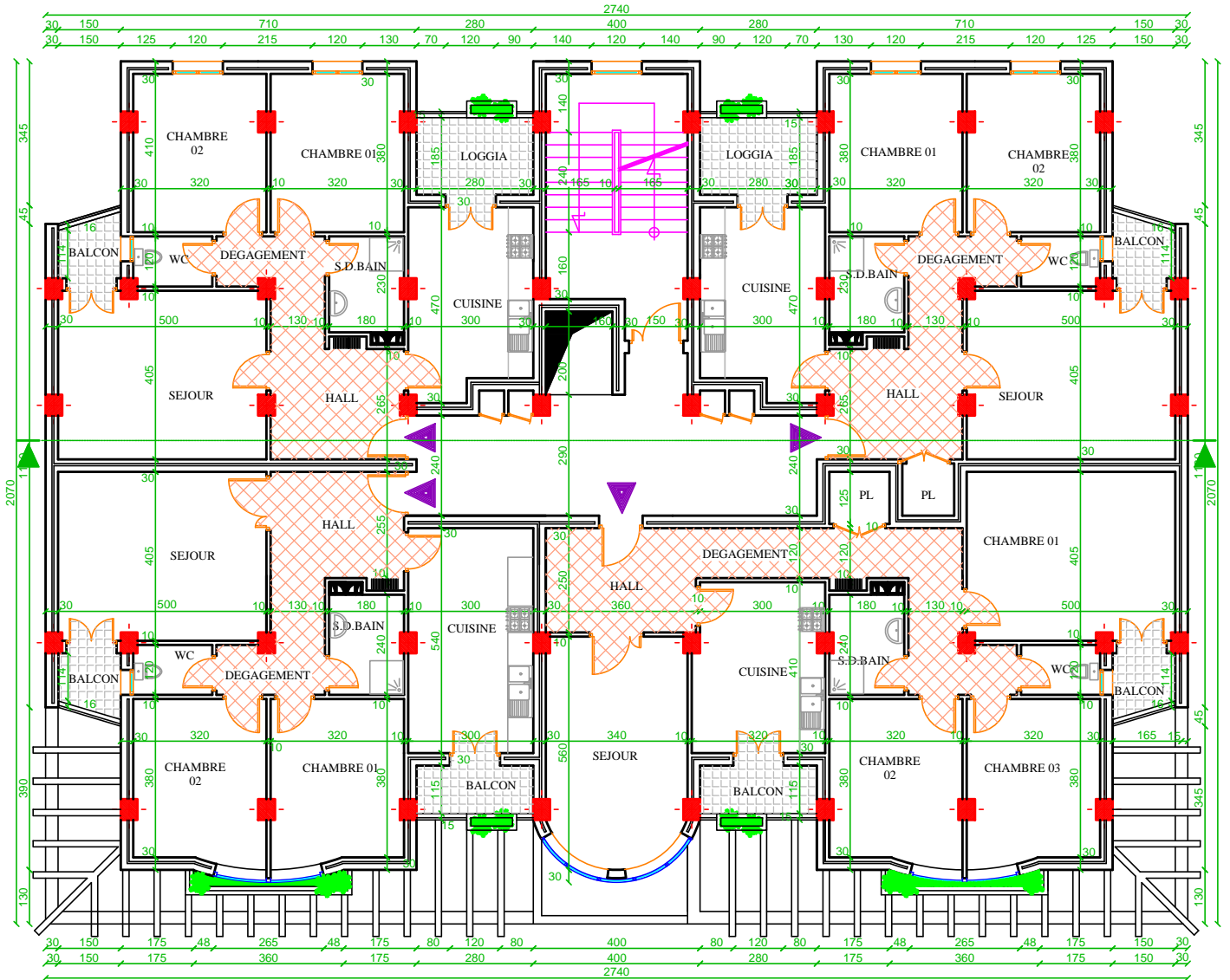
BLOC B PLAN RDC
ECH: 1/100



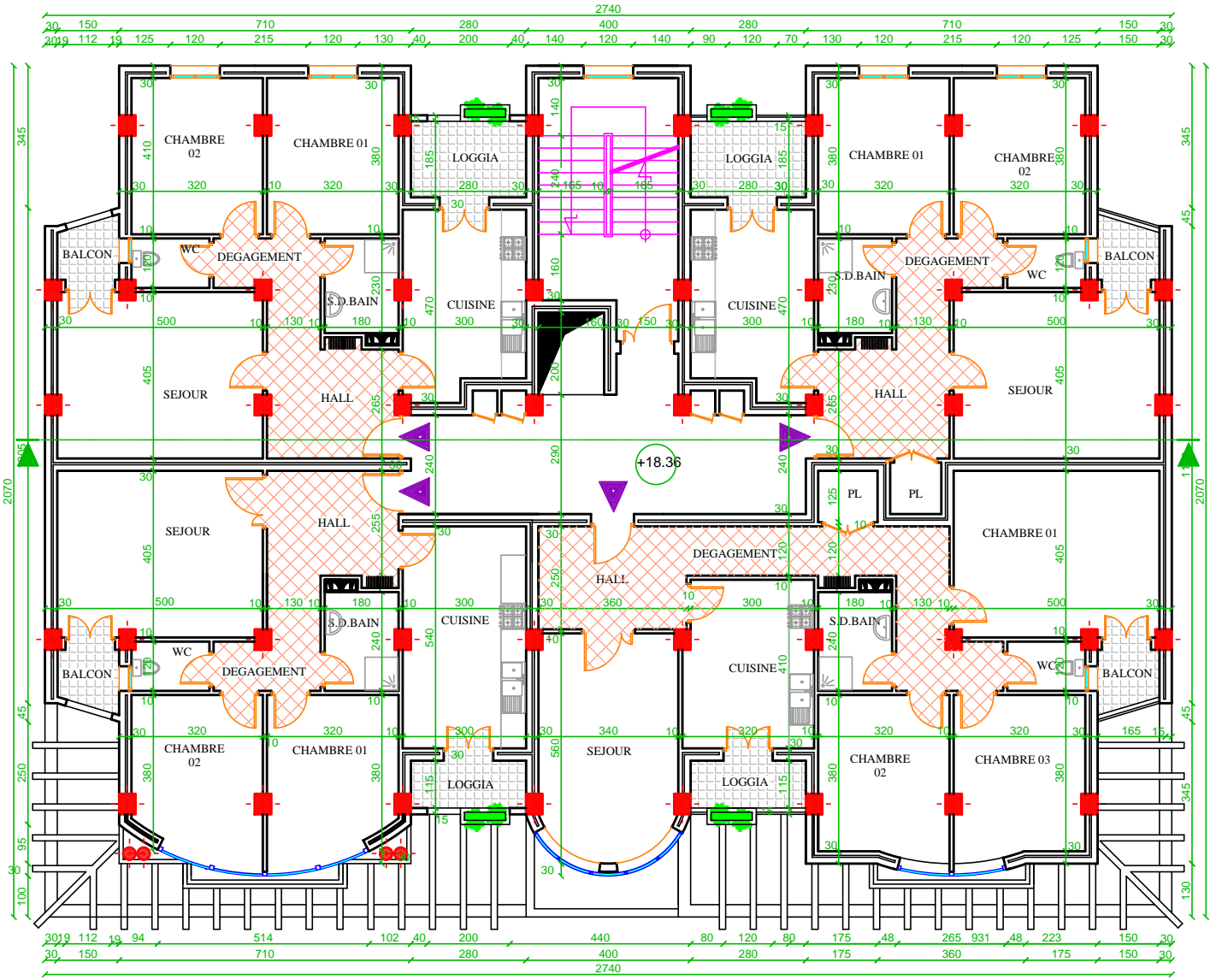
BLOC B PLAN ETAGE 01
ECH: 1/100



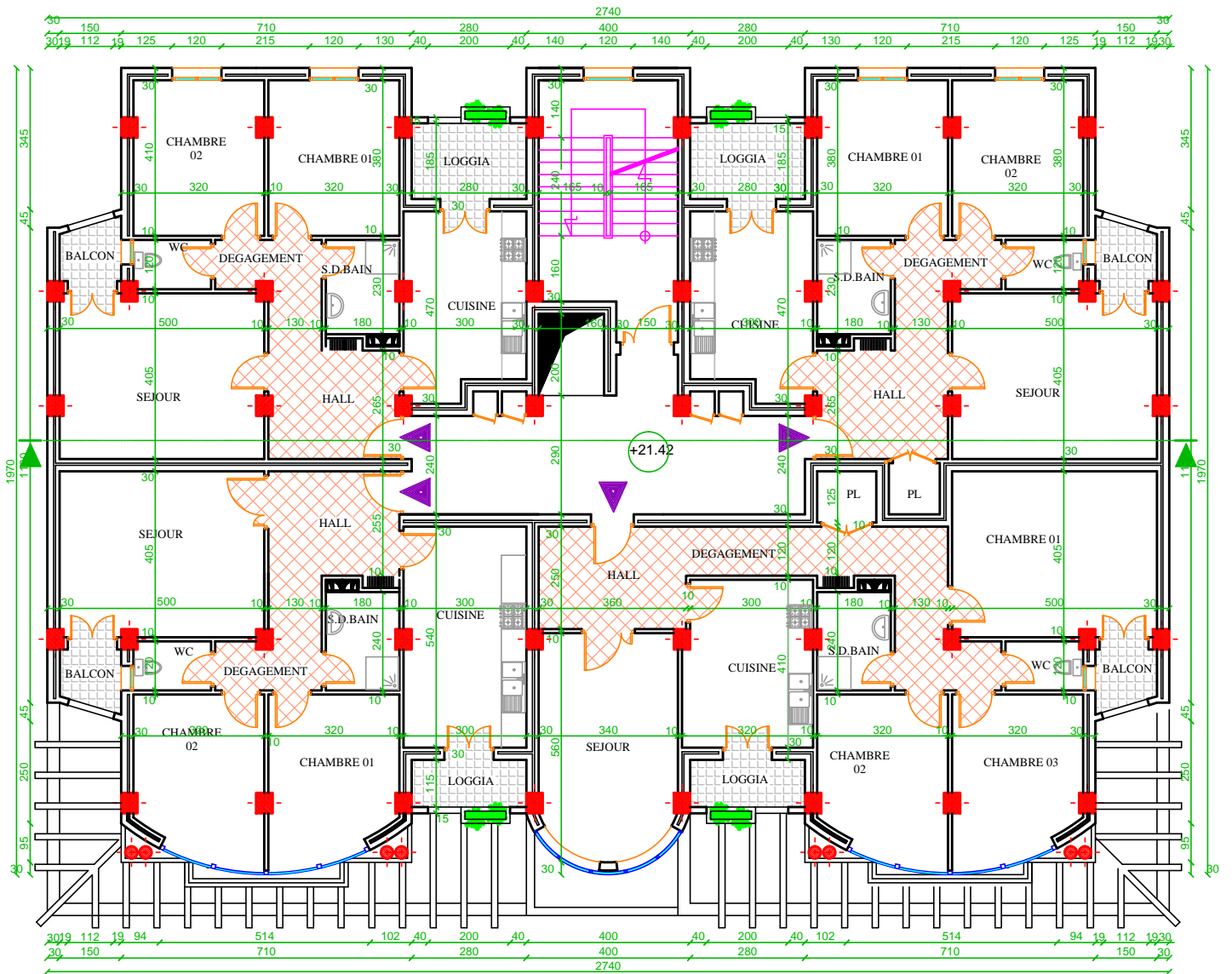
BLOC B PLAN ETAGE 02
ECH: 1/100



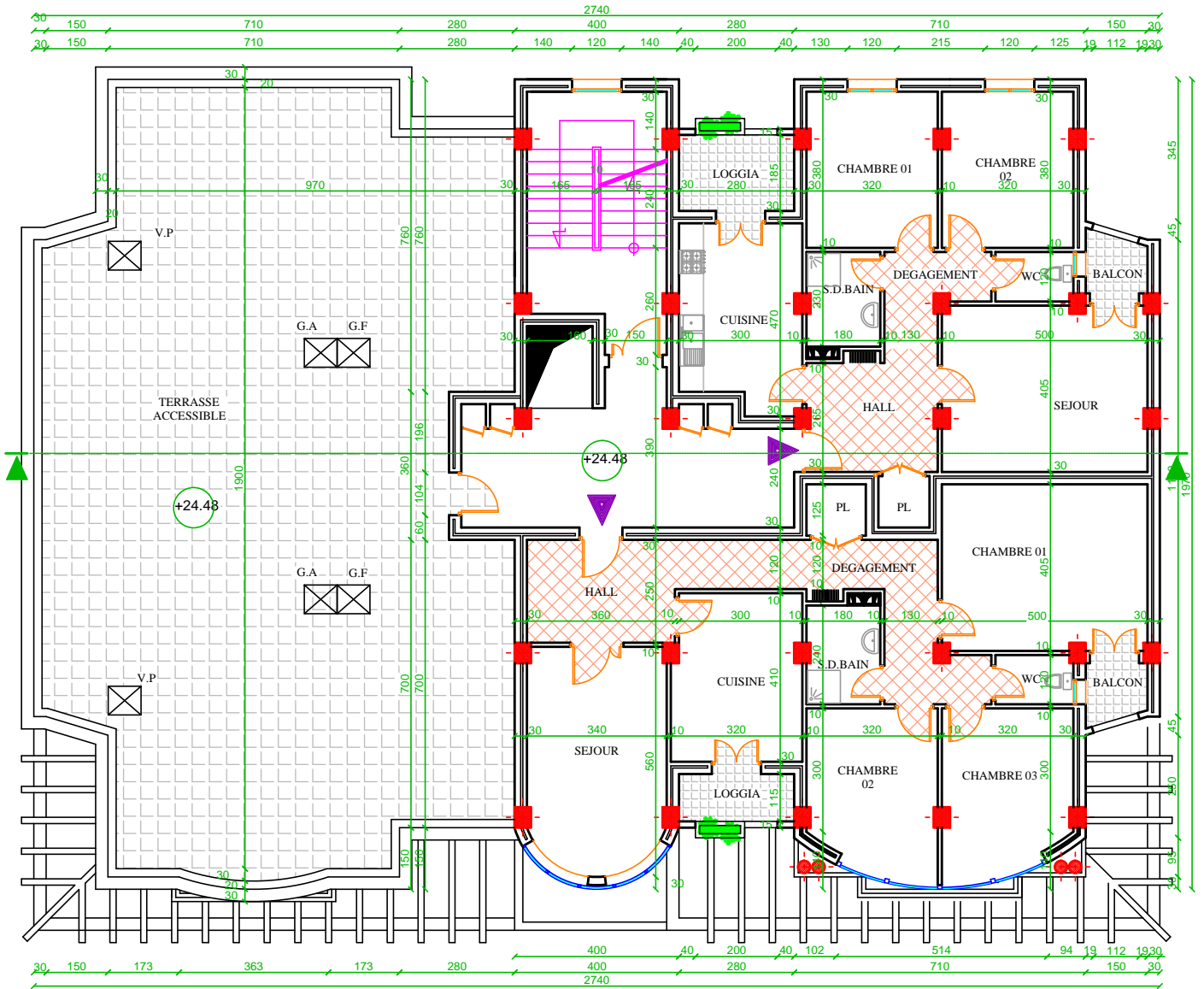
BLOC B PLAN ETAGE 03, 04 ET 05
ECH: 1/100



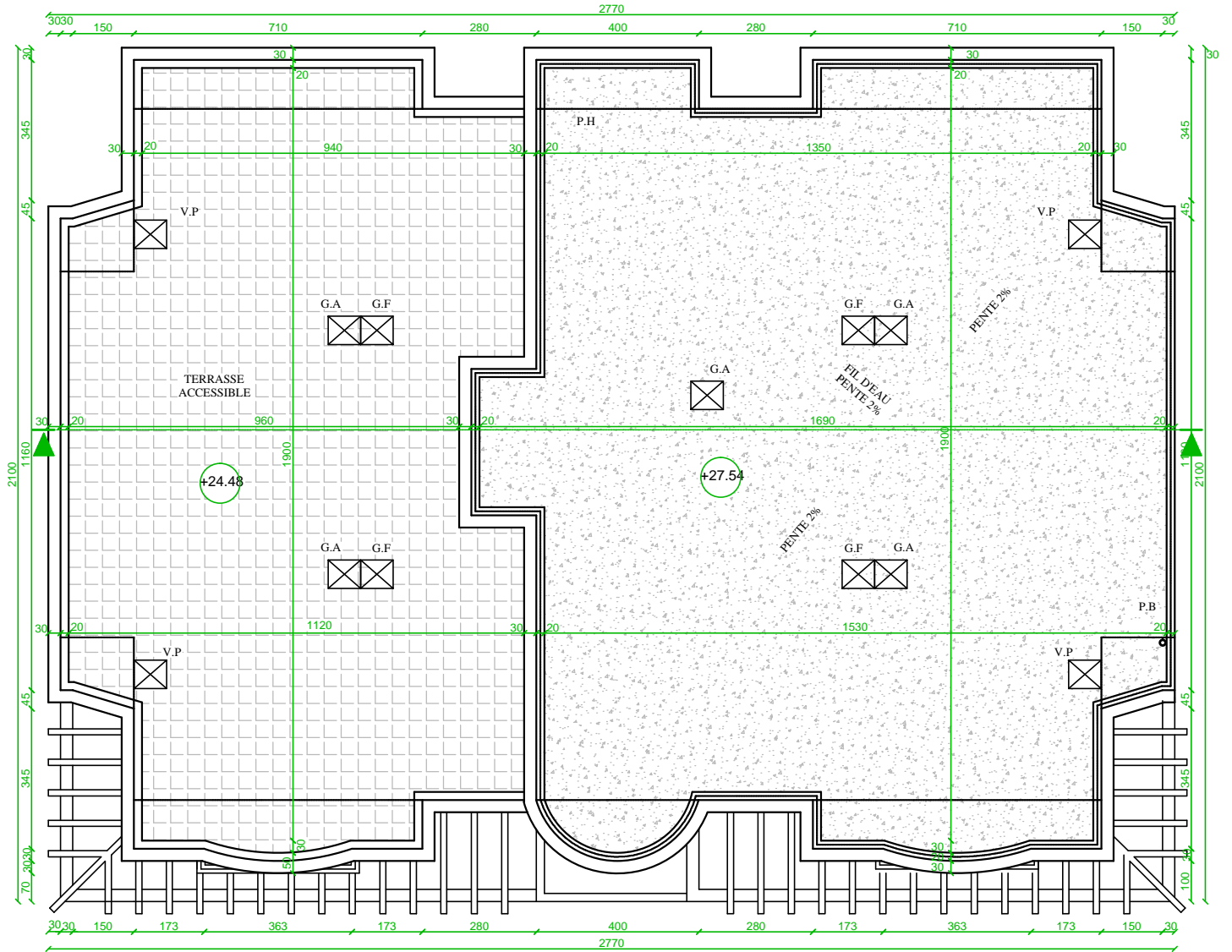
BLOC B PLAN ETAGE 06
ECH: 1/100



BLOC B PLAN ETAGE 07
 ECH: 1/100



BLOC B PLAN ETAGE 08
ECH: 1/100



BLOC B PLAN TOITURE
ECH: 1/100

