

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DES GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Spécialité : construction civile et industrielle

Etude d'une structure (R+5+ sous-sols) à usage
d'habitation contreventé par des voiles porteurs
modélisée avec le logiciel ROBOT

Réalisé par :

M^{lle} Lydia Bersi

Dirigé par :

M^{me} Smahi. R



Année de soutenance : 2023/ 2024

Remerciements

Ce mémoire représente le fruit de nombreuses années de travail acharné. C'est une étape importante de notre vie académique, et nous sommes reconnaissant envers chacun d'entre vous pour avoir rendu cela possible.

Toutes mes gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Je veux adresser aussi toutes mes gratitude à ma promotrice Madame SMAHI.R, pour sa patience, sa disponibilité aussi bien en présentielle qu'à distance et surtout ses judicieux conseils et orientations qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je tiens à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Un merci spécial à ma famille pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et leurs encouragements constants. Sans vous, cette réalisation aurait été beaucoup plus difficile à atteindre.

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A LA MEMOIRE DE MON PAPA

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop à jeune âge j'espère que du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

À MON TRES CHERE ONCLE

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi.

Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse dieu, le tout puissant te préserve et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A MA CHERE MERE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le très haut, t'accorde santé, bonheur et longue vie.

À MES CHERES SŒURS

∇Chanez, Fatma, Tinhinane ∇ pour leurs grands amours et leurs soutiens, qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude, que dieu garde notre fraternité pour toujours.

À MES CHERES AMIES

A mes chères amies ∇Asmaa ; Nassima ∇ pour leurs aides et support dans les moments difficiles.

Sommaire

Introduction Générale	1
<i>Chapitre I. Présentation de l'ouvrage</i>	
<i>I.1. Introduction</i>	3
<i>I.2. Présentation de l'ouvrage</i>	3
<i>I.3. Réglementations utilisées</i>	3
<i>I.4. Constituant de l'ouvrage</i>	3
<i>I.5. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage</i>	4
<i>I.6. Élément constitutif de l'ouvrage</i>	4
<i>I.6.1. Superstructure</i>	4
<i>I.6.1.1. Ossature</i>	4
<i>I.6.1.2. Les plancher</i>	4
<i>I.6.1.3. Les escaliers</i>	5
<i>I.6.1.4. La cage d'ascenseur</i>	5
<i>I.6.1.5. Les balcons</i>	5
<i>I.6.1.6. La maçonnerie</i>	5
<i>I.6.1.7. Les revêtements</i>	5
<i>I.6.1.8. L'acrotère</i>	6
<i>I.6.1.9. La terrasse</i>	6
<i>I.6.1.9. La salle des machines</i>	6
<i>I.6.2. L'infrastructure</i>	6
<i>I.6.2.1. Les fondations</i>	6
<i>I.7. Le système de coffrage</i>	6
<i>I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	7
<i>I.8.1. Béton</i>	7
<i>I.8.1.1. Résistance caractéristique à la compression</i>	7
<i>I.8.1.2. Résistance caractéristique à la traction</i>	7
<i>I.8.1.3. États limites du béton</i>	7
<i>I.8.1.4. Contrainte limite de cisaillement</i>	10

Sommaire

<i>I.8.1.5.1. Module de déformation longitudinal instantané du béton.....</i>	<i>10</i>
<i>I.8.1.5.2. Module de déformation longitudinal différé du béton.....</i>	<i>10</i>
<i>I.8.2. Acier.....</i>	<i>11</i>
<i>I.8.2.1. Contraintes limites.....</i>	<i>12</i>
<i>I.8.2.2. Diagramme contraintes déformations de l'acier (Art A.2.2 ,2/ BAEL91)</i>	<i>13</i>
<i>I.8.2.3. Protection des armatures (Art A 7.1/ BAEL91)</i>	<i>13</i>
<i>I.9. Conclusion</i>	<i>14</i>

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments.

<i>II.1. Introduction</i>	<i>15</i>
<i>II.2. Pré dimensionnement des éléments.....</i>	<i>15</i>
<i>II.2.1. Prédimensionnement des planchers.....</i>	<i>15</i>
<i>II.2.1.1. Pré-dimensionnement du plancher en corps creux.....</i>	<i>15</i>
<i>II.2.1.2. Plancher en dalle pleine.....</i>	<i>16</i>
<i>II.2.2. Prédimensionnement des poutres.....</i>	<i>16</i>
<i>II.2.2.1. Pré-dimensionnement des poutres principales PP</i>	<i>17</i>
<i>II.2.2.1. Pré-dimensionnement des poutres principales PP</i>	<i>17</i>
<i>II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres chinages PCH.....</i>	<i>18</i>
<i>II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres piliers PAL.....</i>	<i>18</i>
<i>II.2.3. Pré-dimensionnement les voiles.....</i>	<i>19</i>
<i>II.2.4. Pré-dimensionnement les poteaux</i>	<i>21</i>
<i>II.3. Détermination des charges et surcharges</i>	<i>22</i>
<i>II.3.1. Charges permanentes G</i>	<i>22</i>
<i>II.3.2. Les charge d'exploitation Q</i>	<i>27</i>
<i>II.4. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.....</i>	<i>28</i>
<i>II.4.1. Descente de charge</i>	<i>28</i>
<i>II.4.2. Poids propre des éléments.....</i>	<i>28</i>
<i>II.4.3 .Surcharge d'exploitations</i>	<i>28</i>
<i>II.5. La loi de dégression des charges</i>	<i>28</i>
<i>II.5. Vérification.....</i>	<i>33</i>
<i>II.5.1. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA.....</i>	<i>33</i>

<i>II.5.1. Vérification des poteaux au flambement</i>	33
---	----

Chapitre III. Calcul des éléments

<i>III.1. Acrotère</i>	36
<i>III.2. Plancher</i>	44
<i>III.3. Escaliers</i>	92
<i>III.4. Poutre palière</i>	109
<i>III.5. Les balcons</i>	118
<i>III.6. Étude de poutre chaînage</i>	124
<i>III.6. Étude de salle machine</i>	134
<i>III.8. Planchers en dalle pleine</i>	144

Chapitre IV. Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel ROBOT

<i>I. Modélisation et présentation de logiciel ROBOT</i>	154
<i>IV.I.1. Introduction</i>	154
<i>IV.I.2. Présentation du logiciel Robot Structurale Analyse Professionnel</i>	154
<i>IV.I.3. Manipulation du logiciel</i>	155
<i>IV.I.4. Justification des données introduites au logiciel Robot</i>	165
<i>IV.I.5. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Art 4.1.1 RPA 99</i>	165
<i>IV.I.6. Méthode dynamique modale spectrale</i>	165
<i>II. Vérification des exigences RPA</i>	167
<i>IV.II.1. Justification du système de contreventement</i>	167
<i>IV.II.2. Vérification de la période (Art 4.2.4/RPA version 2003)</i>	169
<i>IV.II.3. Vérification Les excentricités</i>	170
<i>IV.II.4. Vérification Les déplacements</i>	171
<i>IV.II.4. Vérification de l'effet($P - \Delta$) (Art.5.9.RPA 99 version 2003)</i>	172
<i>IV.II.5. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art. 4.3.6. RPA version 2003)</i>	173
<i>IV.II.6. Vérification de L'effort Normal Réduit</i>	175

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

<i>I. Ferrailage des poteaux</i>	181
--	-----

<i>V.I. Introduction</i>	177
<i>V.I.1. Calcul des armatures à L'ELU</i>	177
<i>V.I.2. Recommandation de RPA</i>	179
<i>V.I.3. Armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99 version 2003)</i>	180
<i>V.I.2. Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal logiciel EXPERT</i>	181
<i>V.I.3. Armatures transversales</i>	183
<i>V.I.4. Vérifications à l'ELU</i>	185
<i>VI.1.5. Vérification à l'ELS</i>	186
<i>VI.1.6. Conclusions</i>	188
II. Ferrailage des poutres	188
<i>V.II.1. Introduction</i>	188
<i>V.II.2. Recommandation du RPA99 version 2003 pour le ferrailage des poutres</i>	189
<i>V.II.3. Étapes de Calcul</i>	190
<i>V.II.4. Ferrailage des poutres principales (30×40)</i>	191
<i>V.II.4. Ferrailage des poutres secondaires (30×35)</i>	192
<i>V.II.2. Vérification à l'ELU</i>	192
<i>V.II.4. Vérification à l'ELS</i>	195
<i>V.II.5. Conclusion</i>	197
III. Ferrailage des voiles	197
<i>V.III.1. Introduction</i>	197
<i>V.III.2. Conception</i>	198
<i>V.III.3. Exposé de la méthode de calcul</i>	198
<i>V.III.4. Détermination des armatures</i>	200
<i>V.III.5. Les Vérifications</i>	202

V.III.6. Exemple de calcul.....	203
---------------------------------	-----

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	214
VI.2. Choix du type de fondation	214
VI.3. Étude géotechnique du sol.....	215
VI.4. Pré-dimensionnement des fondations	215
VI.5. Calcul des semelles filantes	219
VI.5. 2. Ferrailage de la poutre de rigidité ELU	220
VI.5.3. Calcul des armatures.....	222
VI.6. Vérification	224
VI.8. Ferrailage de la longrine.....	227
VI.9. Conclusion	228

Chapitre VII. voile périphérique

VII.1. Introduction.....	230
VII.2. Pré dimensionnement	230
VII.3. Détermination des sollicitations	230
VII.3.1. Caractéristique mécanique et physique du sol	230
VII.3.2. Contrainte de la poussée	230
VII.4. Ferrailage de voile périphérique	231
VII.4.1. Méthode de calcul	231
VII.4.2. Identification des panneaux	231

Sommaire

<i>VII.4.3. Correction des moments</i>	232
<i>VII.5. Recommandations du RPA 99</i>	232
<i>VII.6. Vérification à l'ELU</i>	233
<i>VII.7. Vérification à l'ELS</i>	234
<i>VII.8. Conclusion</i>	236
<i>Conclusion générale</i>	237

Liste Des Figures

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU	9
Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton à L'ELS	10
Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier à l'ELS	13

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1. Coupe verticale des types des voiles en plan (RPA 99 /version 2003).....	20
Figure II.2. Coupe de voile en élévation.	21
Figure. II.3. Élément constituant les plancher d'étage courant	24
Figure.II.4.Element constituant de dalle pleine (Balcon).....	25
Figure.II.5. Coupe verticale d'une mur extérieure	26
Figure.II.6. Coupe verticale d'une mur intérieure.....	27
Figure II.7. La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.....	28
Figure II.8. Descentedescharges.....	30

Chapitre III. Calcul des éléments

Figure.III.1. coupe transversale de l'acrotère	36
Figure.III.2. Schéma statique de l'acrotère	36
Figure.III.3. Diagramme des efforts internes	37
Figure.III.4. section rectangulaire soumise à la flexion composée.	38
Figure.III.5. Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	44
Figure III. 6. Ferrailage de la dalle de compression.....	45
Figure.III.7. Construction de la section en T.....	46
Figure III.8 : Diagramme des moments	50
Figure III.9. Déférente cas de la poutrelle.....	52
FigureIII.10. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 6 appuis à l'ELU	53
FigureIII.11. Diagramme des efforts interne	56
FigureIII.12. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 4 appuis à l'ELU	58
Figure III.13. Diagrammes des efforts interne.....	60
FigureIII.14. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 3 appuis à l'ELU	61
FigureIII.15. Diagramme des efforts interne	62
FigureIII.16. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 3 appuis à l'ELU	62
Figure.III.17. Diagramme des efforts interne.....	6 4
Figure.III.18. Diagramme des moments fléchissant	6 5
FigureIII.19. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 5 appuis	66

Figure.III.20. Diagramme des efforts interne	69
FigureIII.21. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 6 appuis à l'ELS	69
Figure.III.22. Diagramme des efforts interne	73
FigureIII.23. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 4 appuis à l'ELS	73
Figure.III.24. Diagramme des efforts interne	76
FigureIII.25. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 3 appuis à l'ELS	76
Figure.III.26. Diagramme des efforts interne	78
FigureIII.27. Schéma statique de la poutrelle à étudier	79
Figure.III.28. Diagramme des efforts interne	81
Figure III.29. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 5 appuis à l'ELS.....	81
Figure.III.30. Diagramme des efforts interne	84
Figure III. 31. Schéma de la table de compression.....	85
Figure III. 32. Coupe verticale de l'escalier.....	92
Figure III. 33. Schéma statique de l'escalier	93
Figure III.34. Schéma de chargement à l'ELU	95
Figure III.35. Diagramme des efforts interne à L'ELU.....	98
Figure.III.36. Section droit des escaliers	99
Figure III.37. Schéma de chargement à l'ELS.....	102
Figure III.38. Diagramme des efforts interne à L'ELS.....	105
Figure.III.38. Schéma de la poutre palière	109
Figure.III.40. Section de la poutre palière.....	109
Figure III.41. Diagramme des efforts internes.....	111
Figure III.42. Diagramme des efforts internes à l'ELU	116
Figure. III.43. Schéma statique d'un balcon.....	118
Figure.III.44. Coupe verticale d'un balcon	118
Figure III.45. Diagramme des moments isostatique a l'ELU	125
Figure III.46. Diagramme des moments isostatique a l'ELU.....	125
Figure III.47. Diagramme des moments corrigé a l'ELU.....	126
Figure III.48. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU	126
Figure.III.49. Schéma statique de la poutre chainage a l'ELS.....	130
Figure III.50. Diagramme des moments isostatique a l'ELS.....	131
Figure III.51. Diagramme des moments corrigé a l'ELS	131
Figure III.52. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	132
Figure.III.53. Schéma de l'ascenseur	134

<i>Figure.III.54. Schéma statique de la dalle salle machine</i>	<i>135</i>
<i>Figure.III.55. Schéma de dalles pleines</i>	<i>144</i>
<i>Chapitre IV. Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel ROBOT</i>	
<i>FigureIV.1. Tableau des données et des résultats du logiciel ROBOT</i>	<i>166</i>
<i>Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux</i>	
<i>Figure V.1.1. Calcul des armatures à l'aide de l'application ROBOT EXPERT</i>	<i>181</i>
<i>Figure V.1.2. Extraction de N et M à partir de ROBOT</i>	<i>182</i>
<i>Chapitre VI. Étude de l'infrastructure</i>	
<i>Figures VI.1. Schéma de la semelle isolée</i>	<i>216</i>
<i>Figures VI.2. diagramme des moments aux appuis et en travée</i>	<i>222</i>
<i>Chapitre VII. voile périphérique</i>	
<i>Figures VII.1. Diagramme des contraintes</i>	<i>231</i>

Liste Des Tableaux

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 Caractéristiques des aciers	11
---	----

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1. Charge permanente de la terrasse inaccessible.....	22
Tableau II.2. Charge permanente de la terrasse accessible.....	23
Tableau II.3. Charges permanentes des planchers des étages courants.....	23
Tableau II.4. Charges permanentes de dalle pleine (Balcon).....	24
Tableau II.5. Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.	25
Tableau. II.6. Charges permanentes des murs intérieures.....	26
Tableau II.7. Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2	27
Tableau.II. 6.Tableau des coefficients de régression des charges.....	30
Tableau.II.9.Dégression des charges d'exploitation.	31
Tableau.II.10.récapitulatif de la descente de charge.	32
Tableau.II.11.Vérification des poteaux selon(Art 7.4.1.RPA 99 modifier 2003).	33
Tableau.II.12.vérification au flambement des poteaux.	34

Chapitre III. Calcul des éléments

Tableau.III.1. Les moments en travée.	67
Tableau.III.2. Les moments corrigés en travée.	68
Tableau.III.3. Les moments en travée.	82
Tableau.III.4. Les moments corrigés en travée.	83
Tableau III.5. Charge permanente de la volée.....	94
Tableau III.6. Charge permanente du palier:	94
Tableau.III.7. Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.	119

Chapitre IV. Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel ROBOT

Tableau IV.1. Charge verticale.	168
Tableau IV.2. de la période.	169
Tableau IV.3. L'excentricité théorique.	170

Tableau IV.4. L'excentricité théorique et accidentelle	170
Tableau IV.5. Les déplacements.	172
Tableau IV.6. Vérification de l'effet($P - \Delta$).	173
Tableau IV.7. Valeurs de pénalités P_q	174
Tableau.IV.8. Vérification de l'effort tranchant a la base.	175
Tableaux.IV.9. Les vérifications de l'effort normale réduit.	176

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.I.1. Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA.	179
Tableau V.I.2. Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.	182
Tableau VI.3. Valeurs de l'élancements géométrique λ_g	184
Tableau VI.4. L'effort tranchant max.	185
Tableau VI.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales.	185
Tableau V.I.6. Vérification de condition de non fragilité.	187
Tableau V.I.7 : Vérification de l'état limite de service du béton à la compression.	188
Tableau V.II.1. Section des armatures longitudinales.	189
Tableau V.II.2. Ferrailage des poutres principales.	191
Tableau V.II.3. Ferrailage des poutres secondaires.	192
Tableau. II.4. Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.	195
Tableau. II.5. Vérification du ferrailage des poutres secondaires a L'ELS.	196
Tableau V.II.6. Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.	197
Tableau V.II.1 Ferrailage des voiles longitudinaux VL1	207
Tableau V.II.1 Ferrailage des voiles longitudinaux VL2	208
Tableau V.II.3 Ferrailage des voiles longitudinaux VL3	209
Tableau V.II.4 Ferrailage des voiles longitudinaux VL4	210
Tableau V.II.5 Ferrailage des voiles transversaux VT1	211

Tableau V.II.6 Ferrailage des voiles transversaux VT2 212

Tableau VI.6 Ferrailage des voiles transversaux VT3 213

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Surface des semelles filante sous les voiles longitudinaux 221

Tableau VI.2. Surface des semelles filante sous les voiles transversaux 221

Tableau VI.3. Surface des semelles filante sous les poteaux 222

Tableau VI.4 : Résultante des charges sous poteaux à ELU 224

Chapitre VII. voile périphérique

Tableau VII.1. ferrailage du voile périphérique 232

Tableau VII.2. vérifications de la condition de non fragilité 233

Introduction Générale

Le domaine de génie civil est une branche de l'ingénierie qui se concentre sur la conception, la construction et l'entretien des infrastructures et des ouvrages publics. Les ingénieurs civils travaillent sur une variété de projets.

La gestion du risque sismique revêt une importance capitale, en particulier dans les régions où on observe des activités sismiques importantes. Les conséquences de ce phénomène peuvent être extrêmement dévastatrices en raison des dommages qu'il peut causer aux différentes structures de génie civil (habitations, ponts, routes).

Le génie civil, en particulier dans la conception et l'analyse des bâtiments, joue un rôle crucial dans la garantie de la sécurité, de la fonctionnalité et du confort des infrastructures urbaines. Les bâtiments résidentiels à plusieurs étages, tels que les immeubles de type R+5 avec un entresol, représentent une part significative du paysage urbain moderne. Ces structures nécessitent une attention particulière pour assurer leur stabilité et leur résistance face aux diverses charges et aux conditions environnementales.

Dans le but de concrétiser les connaissances acquises au cours de ma formation et d'approfondir d'avantage mes connaissances de génie civil, j'ai choisi l'étude d'un bâtiment telles que celles générées par les séismes et les vents. La mise en œuvre efficace de ces voiles et leur impact sur la performance globale de la structure nécessitent une analyse approfondie, qui sera réalisée à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analyses.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Le projet est organisé en principales parties tels que :

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments.

Chapitre III. Calcul des éléments.

Chapitre IV. Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel ROBOT

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

Chapitre VII. voile périphérique

on termine par une conclusion générale



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'objectif de l'étude est de réaliser des calculs de la structure pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des occupants, en respectant les réglementations en vigueur, notamment :

Le règlement parasismique algérien (*RPA99 /version 2003*).

Les normes de conception et de calcul des ouvrages en béton armé selon la méthode des états limites (*BAEL91/modifié99*).

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste l'étude d'un bâtiment d'un seul bloc (RDC+5etage+s-sol) à usage d'habitation contreventé par voile porteur en béton armé. Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya **BOUIRA** qui est classée selon les règles parasismiques Algériennes *RPA99/version 2003* comme une zone de moyenne sismicité *zone IIa*. Ce projet est une construction de taille moyenne avec une hauteur totale inférieure à 48 mètres, donc il est classé comme ouvrage courants ou d'importance moyenne (*groupe d'usage 2*) selon *l'article III.3.2 du RPA99 version 2003*.

I.3. Réglementations utilisées

L'étude sera réalisée en conformité avec les règles stipulées ci-après ;

-Règles parasismique algériennes (*RPA99 /version 2003*)

-Règles technique de conception de calcul des ouvrages et constructions en béton suivant la méthode des états limites (*BAEL91/modifié 99*).

-Document Technique Réglementaire (*DTR B.C. 2.2*).

-Règle de conception et de calcul des structures en Béton armé « *CBA93* ».

I.4. Constituant de l'ouvrage

Ce bâtiment est composé de :

- Un RDC + Cinq (5) étages courants et un s-sol à usage d'habitation.
- Terrasse accessible.
- Cage d'escalier.
- Cage d'assesseur.
- Terrasse inaccessible.

I.5. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

➤ En plan

Longueur totale du bâtiment : L= 21.05m.

Largeur totale du bâtiment :l= 15.85m.

➤ En élévation

Hauteur totale du bâtiment :H= 28.20m.

Hauteur du s-sol :H=3.57m.

Hauteur du RDC : H=3.57m.

Hauteurs des étages courants :H=3.06m.

Hauteur de locale machine : H= 2.70m.

I.6. Élément constitutif de l'ouvrage

I.6.1. Superstructure

I.6.1.1. Ossature

Le bâtiment à une ossature mixte d'après le règlement parasismique algérien « *RPA99/version 2003* » qui préconise, pour toute la structure dépassent une hauteur de 14m en zone **Ila** une ossature mixte faite en voiles et portiques son contreventement est assuré par deux types :

- **Les portiques** : sont construits en béton armé, composés de poutres et de poteaux, conçus pour supporter principalement les charges verticales et les surcharges.
- **Les voiles**
Les voiles sont des structures solides en béton armé qui sont coulées sur place. Leur fonction principale est de supporter une partie des charges verticales et de garantir la stabilité de la structure face aux charges horizontales.

I.6.1.2. Les plancher

Le plancher constitue une surface horizontale de l'édifice, visant à créer des étages distincts dans le bâtiment. Il remplit deux fonctions essentielles :

-Fonction de résistance mécanique

Les planchers, considérés comme extrêmement rigides dans le plan horizontal, supportent leur propre poids ainsi que les charges d'exploitation, et transfèrent ces charges aux éléments porteurs de la structure.

-Fonction d'isolation

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression, Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (1%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Notre construction comprend deux variétés de planchers :

Plancher en corps creux

Ces planchers sont construits avec des corps creux comprenant une dalle de compression, soutenue par des poutrelles semi-préfabriquées qui jouent un rôle porteur.

La distance entre les axes des poutrelles est de 65 cm.

Plancher en dalle pleine

La dalle pleine en béton armé est une plaque structurale en béton coulée sur un coffrage plat, reposant sur des supports. Elle est utilisée dans les endroits où la construction de planchers à corps creux n'est pas possible. Dans notre configuration, ce type de plancher a été employé pour les balcons et la cage de l'ascenseur et les paliers des escaliers. Ils sont coulés directement sur le site de construction.

I.6.1.3. Les escaliers

Ces structures facilitent la circulation entre les niveaux. Elles se composent d'un palier et d'une paillasse, tous deux en béton armé coulé sur place, et comprennent deux volées. Le coulage sera réalisé étage par étage.

I.6.1.4. Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles en béton armé.

I.6.1.5. Les balcons

Ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine.

I.6.1.6. La maçonnerie

La construction du bâtiment utilise des briques creuses :

✓ **Pour les murs extérieurs**

Deux parois de briques d'une épaisseur de 10 cm sont séparées par une lame d'air de 5 cm.

✓ **Pour les murs intérieurs**

Une seule paroi de briques d'une épaisseur de 10 cm est utilisée.

I.6.1.7. Les revêtements

Les revêtements se répartissent de la manière suivante :

- **Mortier de ciment** : utilisé pour les murs extérieurs.
- **Plâtre** : appliqué sur les cloisons et les plafonds.
- **Carrelage** : utilisé pour les sols et les escaliers.
- **Céramique** : installée dans les salles d'eau et la cuisine.

I.6.1.8. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse.

I.6.1.9. La terrasse

La terrasse est une surface plane non accessible du bâtiment, servant à supporter le poids propre et les surcharges.

I.6.1.10. La salle machine

Un ascenseur est un dispositif conçu pour transporter verticalement des personnes ou des charges à travers tous les niveaux de l'immeuble. Il est généralement équipé de dispositifs de sécurité pour garantir son bon fonctionnement.

I.6.2. L'infrastructure

I.6.2.1. Les fondations

Les fondations sont les éléments de soutien situés à la base d'une structure. Elles sont conçues pour transférer efficacement les charges de la construction au sol, assurant ainsi sa stabilité et sa durabilité. Les fondations sont cruciales pour une construction, car elles :

- Supportent le poids de la structure et les charges qu'elle supporte.
- Transmettent ces charges au sol de manière stable.
- Assurent la stabilité structurelle de l'ensemble du bâtiment.

Elles se déclinent en trois types principaux :

Fondations superficielles.

Fondations profondes.

Fondations semi-profondes.

I.7. Le système de coffrage

Un coffrage est une structure temporaire conçue pour contenir un matériau de construction tel que le béton, afin de le maintenir en place pendant son durcissement. Les types de coffrages utilisés comprennent :

- Le coffrage traditionnel en bois, utilisé pour les portiques.
- Un coffrage métallique, choisi spécifiquement pour les voiles.

I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction de cet ouvrage, à savoir le béton et l'acier, seront sélectionnés en accord avec les normes du règlement (*BAEL 91/modifié 99*), ainsi que les normes parasismiques algériennes (*RPA99 /version 2003*).

I.8.1. Béton

Le béton, un matériau de construction composite, est composé d'un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable, gravier), d'eau de gâchage, et parfois d'adjuvants. Sa résistance caractéristique, notée f_{c28} , est déterminée par sa capacité à résister à la compression après 28 jours, tandis que sa résistance à la traction est déduite de sa résistance à la compression.

I.8.1.1. Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression du béton est évaluée en appliquant une force axiale sur des cylindres droits de révolution normalisés, mesurant 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Cette résistance évolue au fil du temps, et à 28 jours, elle est désignée comme la résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (*Art A2.1, 11 B.A.E.L 91*).

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.81j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{MPA} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} < 40 \text{MPA} \end{cases} \quad \text{Avec } j : \text{ nombre de jours}$$

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

I.8.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction à j jour notée f_{tj} est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante :

D'après le (*Art A2.112 BAEL91/modifié99*) : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

Pour $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} = 60 \text{ MPA}$.

I.8.1.3. États limites du béton

Tous les calculs réalisés durant cette étude sont fondés sur la théorie des états limites. Un état limite correspond à une condition nécessaire pour la construction ou l'un de ses composants, qui est strictement respectée et pourrait ne plus l'être en cas de variation défavorable des charges appliquées.

Il existe 2 types des états limites :

➤ **L'état limite ultime ELU**

Il représente la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, pouvant se manifester à travers plusieurs états : L'état limite ultime d'équilibre statique, garantissant la non-renversement. L'état limite ultime de la résistance. L'état limite de stabilité de forme, assurant la non-flambement.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (*Art. A.4.3, 41 BAEL 91/modifié99*) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPA}$$

γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{situation courante.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées (t).

$$\begin{cases} \theta = 1; & \text{si la durée d'application est } > 24 \text{ heure.} \\ \theta = 0.9; & \text{si la durée d'application est entre } (1; 24) \text{ heure.} \\ \theta = 0.85; & \text{si la durée d'application est } < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

f_{bc} : contrainte limite ultime du béton en compression

- pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$ donc $f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$.
- pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$ donc $f_{bc} = 14.84 \text{ MPA}$.

Le diagramme ci-dessous est composé

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ c'est l'État Élastique.
- D'une partie rectangle $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ c'est l'État Plastique.

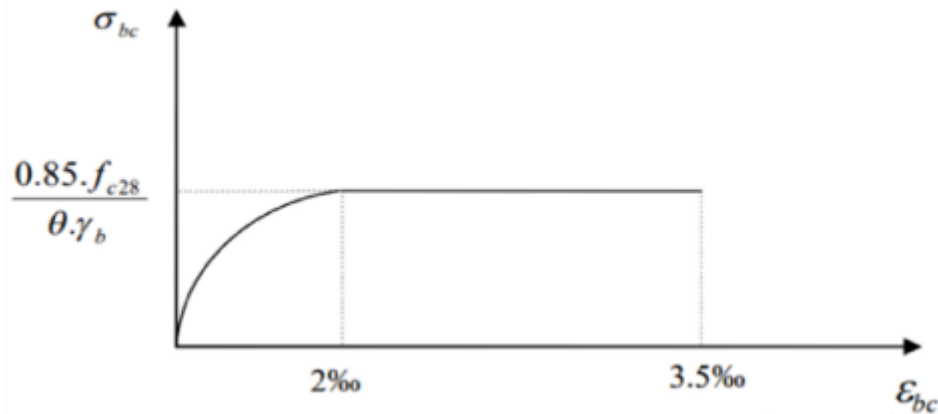


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

➤ État limite de service (ELS)

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

-Conservation des sections planes.

-Par convention, le coefficient d'équivalence est $n = \frac{E_s}{E_b}$ $n = 15$

-La résistance du béton à la traction est négligeable.

-Pas de glissement relatif entre les armatures.

L'état limite de service représente le point où les conditions habituelles d'utilisation et de longévité des constructions ne sont plus assurées.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite de déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5, 2BAEL 91/modifié99) ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} \text{MPA}$ D'où $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$ $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA}$.

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale à : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA}$.

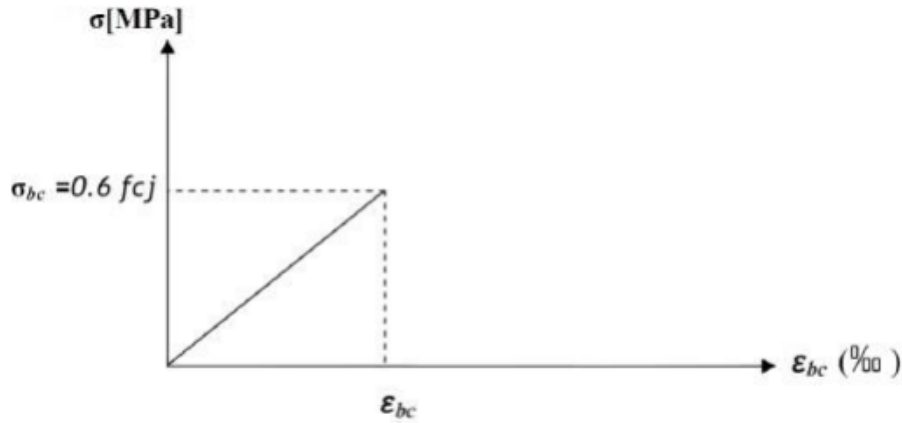


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton à L'ELS.

I.8.1.4. Contrainte limite de cisaillement

D'après (BAEL 91/A.5.1, 21) $\tau_u = \frac{v_u}{bd}$ Avec $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

v_u : effort tranchant dans la section étudiée (ELU).
 b : largeur de la section cisailée.
 d : hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$; pour une fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\}$; pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.8.1.5. Module d'élasticité

➤ Module de déformation longitudinal du béton

Le module de Young, également connu sous le nom de module d'élasticité longitudinale, est la valeur constante qui exprime la relation entre la contrainte exercée sur un matériau élastique isotrope et la déformation résultante.

$$\sigma = E \varepsilon \text{ Avec}$$

- σ : est la contrainte (en unité de pression).
- E : est le module de Young (en unité de pression).
- ε : est l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).

1. Module de déformation longitudinal instantané du béton

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA}$. (Art : A2.1, 21 BAEL)

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ \longrightarrow $E_{ji} = 32164.195 \text{ MPA}$.

2. Module de déformation longitudinal différé du béton

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module égal à

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ MPA.} \quad (\text{Art : A2.1, 22 BAEL})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ \longrightarrow $E_v = 10819 \text{ MPA}$.

➤ Module d'élasticité transversale

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPA.} \quad \text{Pour } \nu : \text{ coefficient de poisson.}$$

E : module de YOUNG.

➤ Coefficient de poisson

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

I.8.2. Acier

L'acier, composé principalement de fer et de faibles quantités de carbone, est employé pour absorber les contraintes de traction, de cisaillement et de torsion qui dépassent les capacités du béton. Ces aciers se distinguent par leurs propriétés élastiques et leurs limites de résistance, ainsi que par leurs variations de composition et de finition de surface, comme les barres lisses ou à haute adhérence.

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type D'aciers	Nomination	Limite d'élasticité f_e MPA	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barre	Haute Adhérence (HA) FeE400	400	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520	520	8‰	1.3	1

Tableau I-1 Caractéristiques des aciers.

I.8.2.1. Contraintes limites

➤ **Contrainte limite ultime**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante (**Art A**

$$4.3.2 \text{ BAEL91/modifié99}) \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ MPA.}$$

Avec

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{situation courant.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Pour :

$$f_e = 400 \text{ MPA} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA}; & \text{situation courant.} \\ \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPA}; & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$f_e = 500 \text{ MPA} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPA}; & \text{situation courant.} \\ \bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPA}; & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **Contrainte limite de service**

Pour minimiser les risques de fissuration et prévenir la corrosion des armatures, il est nécessaire de contrôler les contraintes exercées sur les armatures soumises aux charges de service.

D'après le (**BAEL91/modifié99**), on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissurations peu nuisibles (peu préjudiciable) (A.4.5,32/BAEL91/modifié99)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer car la contrainte n'est soumise à aucune limitation d'après (A.4.5,32/BAEL91modifié99).

- **Fissuration préjudiciable (Art 4.5, 33 BAEL91/modifié99)**

La fissuration préjudiciable pour les ouvrages en milieu moyennement agressif (bord de mer par exemple) la contrainte admissible de traction dans les aciers est limitée et donnée ci-dessous :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art 4.5, 34 BAEL91 /modifié99)**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte limite est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les HA de } (\phi \geq 6 \text{ mm}). \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA de } (\phi < 6 \text{ mm}). \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses.} \end{array} \right.$$

I.8.2.2. Diagramme contraintes déformations de l'acier (Art A.2.2 ,2/ BAEL91)

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

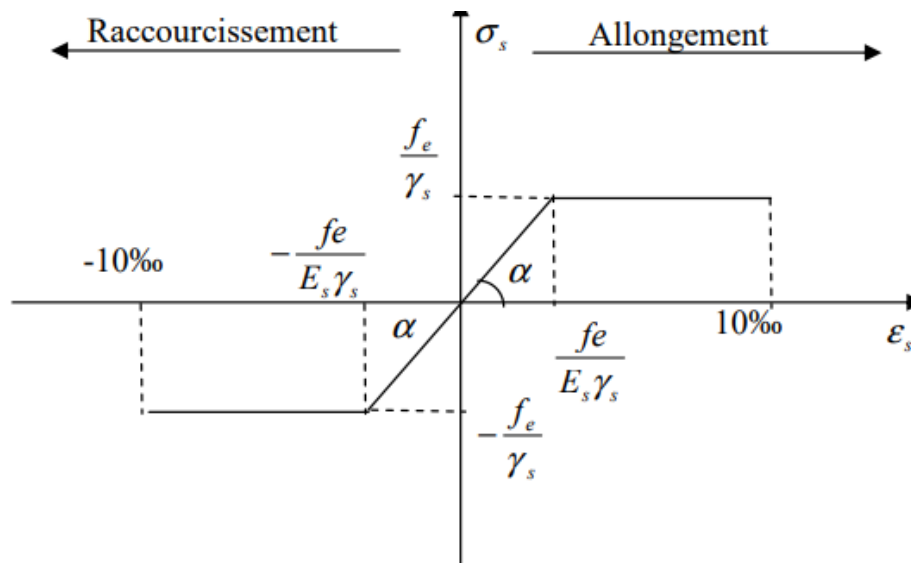


Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier à l'ELS.

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3 (Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99). Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

Avec : $\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$; $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$.

I.8.2.3. Protection des armatures (Art A 7.1/ BAEL91)

Pour garantir un bétonnage adéquat et protéger les armatures contre la corrosion et les agents corrosifs, il est essentiel de respecter les directives concernant l'épaisseur de l'enrobage "c" des armatures, comme indiqué ci-dessous :

- $C \geq 5 \text{ cm}$; pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3cm$; pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1cm$; pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Pour notre projet la valeur de l'enrobage sera :

- $C=3cm$; pour l'acrotère et les balcons.
- $C=2cm$; pour les éléments non exposés aux condensations.

I.9.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait la description de l'ouvrage et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés selon les différents règlements en vigueur en Algérie. Dans le chapitre II nous allons passer au prédimensionnement des éléments.



Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Une fois que nous avons identifié les différentes caractéristiques de l'ouvrage et sélectionné les propriétés des matériaux à utiliser, l'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (planchers, les poteaux, les poutre (principale et secondaire) les voiles, les escaliers et la toiture). Il sera fait selon les préconisations du **RPA 99 Version 2003** et du **CBA93** et le (**BAEL 99 modifié 99**).

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Prédimensionnement des planchers

Les planchers constituent des surfaces horizontales à l'intérieur d'une construction, délimitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est de supporter et de résister aux charges et surcharges, en les transférant aux éléments porteurs. Ils assurent également une isolation acoustique et thermique entre les étages.

On distingue deux types de planchers :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleines.

II.2.1.1. Pré-dimensionnement du plancher en corps creux

Ce plancher est composé de corps creux et d'une dalle de compression renforcée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées dans le sens de la plus petite portée. Sa conception doit garantir qu'il puisse supporter son propre poids ainsi que les charges d'exploitation supplémentaires.

La hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante (**Article B.6.8, 4 2.4 BAEL 91**)

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

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

L_{max} : Portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{max} = 440 - 25 \quad ; \quad L_{max} = 415cm.$$

$$h_t = 415/22.5; h_t = 18.45\text{cm} \cong; h_t = 20\text{cm}.$$

On adopte des un planché de **(16+4) cm** ; avec :

- Épaisseur du corps creux est de 16 cm.
- Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine

Il s'agit de planchers minces dont l'épaisseur est moindre par rapport à leurs autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis. Ces éléments fonctionnent principalement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

➤ Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $e_p \geq \frac{L_0}{10}$

Avec :

L_0 : Portée libre.

e_p : Epaisseur de la dalle.

Dans notre cas $L_0 = 150\text{cm}$; $e_p \geq \frac{150}{10}$ On adoptera $e_p = 15\text{cm}$.

➤ Résistance au feu

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

- $e = 7\text{cm}$; pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$; pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5\text{cm}$; pour une coupe de feu de quatre heures.

II.2.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé fabriqués sur place, elles supportent les charges verticales des planchers et les transferts aux éléments verticaux tels que les poteaux et les voiles. On peut distinguer :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.
- Les poutres palières.

- Les poutres de chainages.

D'après (*Art A.4.14 BAEL 91 modifier 99*), les dimensions d'une section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

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

Avec : $\begin{cases} h: \text{hauteur de la poutre.} \\ b: \text{largeur de la poutre.} \\ L: \text{portée maximale entre nus d'appuis.} \end{cases}$

○ Largeur $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante d'après le règlement du (*RPA 99 version 2003 Art 7.5.1*)

$$\begin{cases} h \geq 20cm. \\ b \geq 30cm. \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{cases}$$

II.2.2.1. Pré-dimensionnement des poutres principales PP

- Hauteur : on à $L_{max} = 440 - 25$; $L_{max} = 415cm$ donc

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \quad 27.67cm \leq h \leq 41.5cm$$

Soit $h = 40cm$.

- Largeur : La largeur des poutres est déterminée par

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Pour $h = 40cm$; $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$ $16cm \leq b \leq 28cm$.

Soit $b = 30cm$.

$$\text{Vérification : } \begin{cases} h \geq 30cm ; & h = 40cm; & \text{ok verifie.} \\ b \geq 20cm ; & b = 30cm; & \text{ok verifie.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; & \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4; & \text{ok verifie.} \end{cases} .$$

II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires PS

- Hauteur : on à $L_{max} = 400 - 25$; $L_{max} = 375cm$ donc

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad 25cm \leq h \leq 37.5cm$$

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

- Largeur : La largeur des poutres est déterminée par

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Pour $h = 35\text{cm}$; $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \iff 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$.

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

$$\text{Vérification : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} ; & h = 35\text{cm}; & \text{ok verfier.} \\ b \geq 20\text{cm} ; & b = 30\text{cm}; & \text{ok verifie.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; & \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4; & \text{ok verfier.} \end{cases}$$

II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres chainages PCH

- Hauteur : on à $L_{max} = 400 - 25$; $L_{max} = 375\text{cm}$ donc

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad 25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{cm}$$

Soit $h = 40\text{cm}$.

- Largeur : La largeur des poutres est déterminée par

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Pour $h = 35\text{cm}$; $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \iff 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$.

Soit $b = 20\text{cm}$.

$$\text{Vérification : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} ; & h = 40\text{cm}; & \text{ok verifie.} \\ b \geq 20\text{cm} ; & b = 20\text{cm}; & \text{ok verifie.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; & \frac{40}{20} = 2 \leq 4; & \text{ok verifie.} \end{cases}$$

II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres palières PAL

- Hauteur : on à $L_{max} = 400 - 25$; $L_{max} = 375\text{cm}$ donc

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad 25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{cm}$$

Soit $h = 30\text{cm}$.

- **Largeur** : La largeur des poutres est déterminée par

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Pour $h = 35\text{cm}$; $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$ \longleftrightarrow $14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$.

Soit $b = 25\text{cm}$.

$$\text{Vérification : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} ; & h = 30\text{cm} ; & \text{ok vérifier.} \\ b \geq 20\text{cm} ; & b = 25\text{cm} ; & \text{ok vérifie.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; & \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 ; & \text{ok vérifier.} \end{cases}$$

II.2.3. Pré-dimensionnement les voiles

Sont des éléments de construction verticaux réalisés en béton renforcé par des armatures métalliques. Ils sont destinés à supporter les charges verticales et horizontales dans une structure, assurant ainsi la stabilité et la résistance aux contraintes.

Ils sont pré-dimensionnement par le (*RPA 99/version 2003*).

➤ Épaisseur du voile

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm de plus elle doit être déterminée en fonction de rigidité à l'extrémité. $a_{max} = \max\left(\frac{h_e}{40} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right)$.

Pour notre cas on prend : $a = \frac{h_e}{20}$ Avec $h_e = h - e_p$

Avec :

a : Épaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre d'un étage.

h : Hauteur d'étagé.

e_p : Épaisseur du plancher.

- **Pour entre sol :**

$$h_e = h_{e-s} - e_p ; h_e = 357 - 20 ; h_e = 337\text{cm}.$$

$$a = \frac{h_e}{20} ; a = \frac{337}{20} = 16.85cm; \text{ soit } a = 17cm.$$

○ Pour RDC :

$$h_e = h_{e-s} - e_p ; h_e = 357 - 20 ; h_e = 337cm.$$

$$a = \frac{h_e}{20} ; a = \frac{337}{20} = 16.85cm; \text{ soit } a = 17cm.$$

○ Pour étages courants :

$$h_e = h_{e-s} - e_p ; h_e = 306 - 20 ; h_e = 286cm.$$

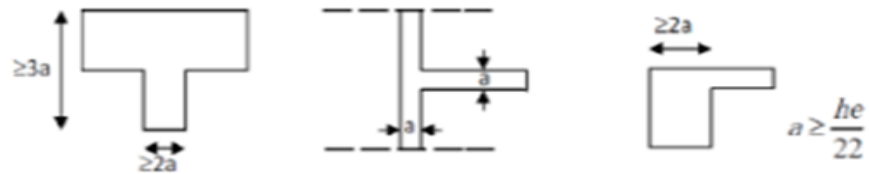
$$a = \frac{h_e}{20} ; a = \frac{286}{20} = 14.3cm; \text{ soit } a = 15cm.$$

L'épaisseur du voile : $a \geq \max(17; 15.)cm ; a = 20cm; \text{ condition vérifié.}$

1er cas:



2em cas:



3em cas :

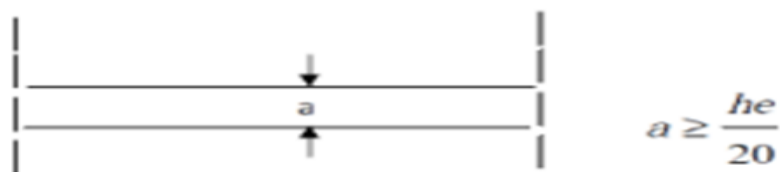


Figure II.1. Coupe verticale des types des voiles en plan (RPA 99 /version 2003)

➤ Largeur des voiles

Selon le (ART.7.7.RPA 99 version 2003) ; sont considères comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $L \geq L_{min} = 4a$

Avec :

L_{min} : longueur minimale des voiles.

a : épaisseurs des voiles.

$$L_{min} = 4a ; \quad L_{min} = 4 \times 20 ; \quad L_{min} = 80cm.$$

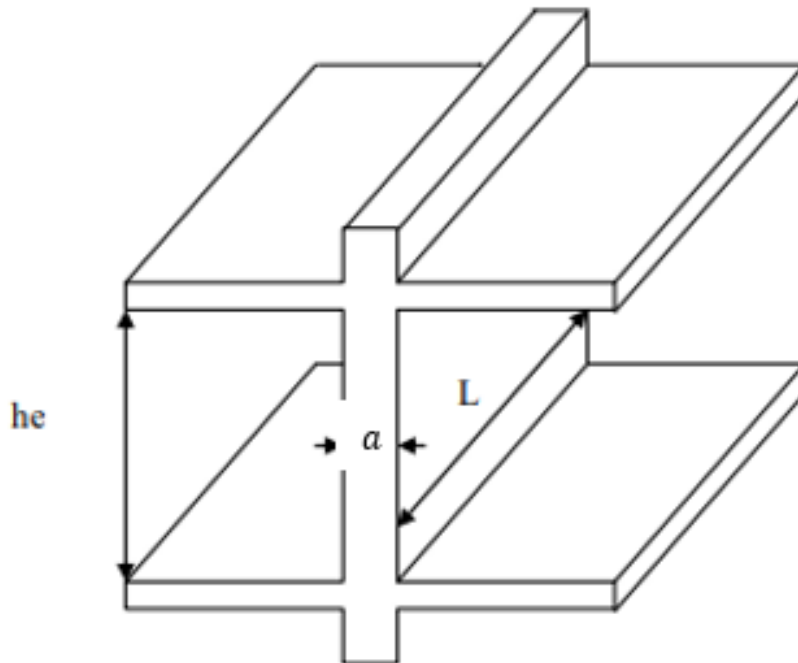


Figure II.2. Coupe de voile en élévation.

II.2.4. Pré-dimensionnement les poteaux

Il s'agit d'éléments en béton armé, généralement de forme rectangulaire ou circulaire, constitués d'armatures longues et courtes.

Leur objectif principal est de supporter la charge provenant des planchers et de transférer ces charges vers le sol principalement par simple compression et flexion complexe. Dans l'étape de prédimensionnement des poteaux, on utilisera l'état limite de service en compression simple, en utilisant la force normale N pour obtenir une hypothèse sur laquelle le béton résiste seulement.

La section de poteaux peut être décrite comme suit :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : Effort normal repris par le poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

S : Section du poteau considéré.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton, donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} \text{Mpa D'où } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa.}$$

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes selon (RPA 99/version2003, Art. 7.4.1) :

- $Min(b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone I et IIa} .$
- $Min(b, h) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone III et IIb} .$
- $Min(b, h) \geq h_e/20 \dots\dots\dots h_e \text{ est la hauteur libre entre étages.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$

II.3. Détermination des charges et surcharges

Le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) nous aidera à établir les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q en fonction de ces valeurs.

II.3.1. Charges permanentes G

1. Les planchers

➤ **Plancher terrasse inaccessible (toiture de cage d'escalier et salle machine)**

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m³)	Charges(kN / m²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	1
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	0.6	0.12
3	Isolation thermique	0.05	4	0.20
4	Plancher à corps creux	0.20	2.75-2.85	2.85
5	Forme de pont	0.07	22	1.54
6	Enduit en plâtre	0.02	0.10	0.20
$G_{tot} =$				5.91(kN / m²)

Tableau II.1. Charge permanente de la terrasse inaccessible.

➤ **Plancher terrasse accessible**

La charge permanente de la terrasse accessible est donnée dans le tableau suivant :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Charges(kN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	17-19	0.54
4	Plancher à corps creux	0.20	2.75-2.85	2.8
5	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
6	Enduit en plâtre	0.02	0.10	0.20
$G_{tot} =$				5.88(kN / m²)

Tableau II.2. Charge permanente de la terrasse accessible.

➤ **Charges permanentes des planchers des étages courant**

La charge permanente de l'étage courant est donnée dans le tableau suivant :

N°	Élément	Épaisseur (m)	Données du DTR C.B 2.2		Charges (kN / m ²)
			Valeurs(kN/m ³)	Référence	
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.20	VI. C. 4. D	0.40
2	Mortier de pose	0.20	0.20	VI. C. 4. A	0.40
3	Couche de sable	0.03	17-19	VI. A	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	2.75-2.85	VI. C. 3. B	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	0.10	VI. C . 2.1	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.10	0.90	VI. C. 1.1. B	0.90
$G_{tot} =$			5.24 (kN / m²)		

Tableau II.3. Charges permanentes des planchers des étages courants.

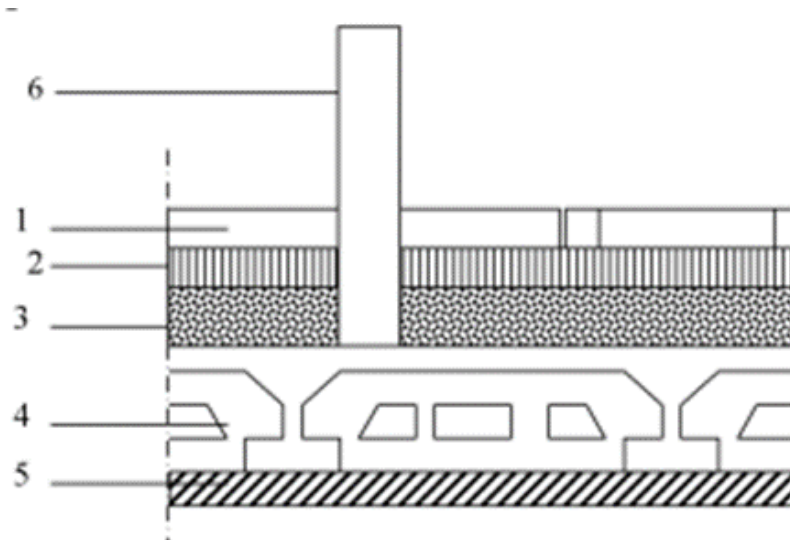


Figure. II.3. Éléments constituant les plancher d'étage courant.

➤ Charges permanentes de Dalle pleine (Balcon)

La charge permanente de du balcon en dalle pleine est donnée dans le tableau suivant :

N°	Élément	Épaisseur (m)	Données du DTR C.B 2.2		Charges(kN / m ²)
			Valeurs(kN/m ³)	Référence	
1	Enduit en ciment	0.03	0.18	VI. C. 2.2	0.54
2	Dalle pleine	0.15	0.25	VI. C. 3.A	3.75
3	Couche de sable	0.03	17-19	VI. A	0.54
4	Chape en mortier de pose	0.02	0.20	VI. C. 4. A	0.40
5	Revêtement en carrelage	0.02	0.20	VI. C. 4. D	0.40
$G_{tot} =$			5.63 (kN / m²)		

Tableau II.4. Charges permanentes de dalle pleine (Balcon).

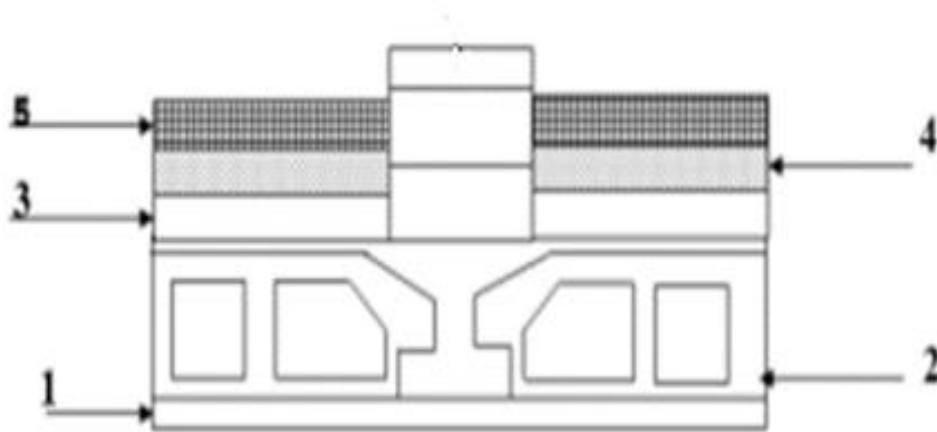


Figure.II.4.Element constituant de dalle pleine (Balcon).

2. Maçonnerie

Il y 'a deux types de mur ; mur extérieur et mur intérieurs

➤ Mur extérieur

Elle se résumant dans le tableau suivant :

N°	Élément	Épaisseur (m)	Données du DTR C.B 2.2		Charges(kN / m^2)
			Valeurs(kN / m^3)	Référence	
1	Mortier de ciment	0.02	0.18	VI. C. 2.2	0.36
2	Brique creuses	0.10	0.90	VI. C. 1.1. B	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/	/
4	Briques creuses	0.10	0.90	VI. C. 2.2. B	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	0.10	VI. C. 2.1	0.20
$G_{tot} =$					2.36(kN / m^2)

Tableau II.5. Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

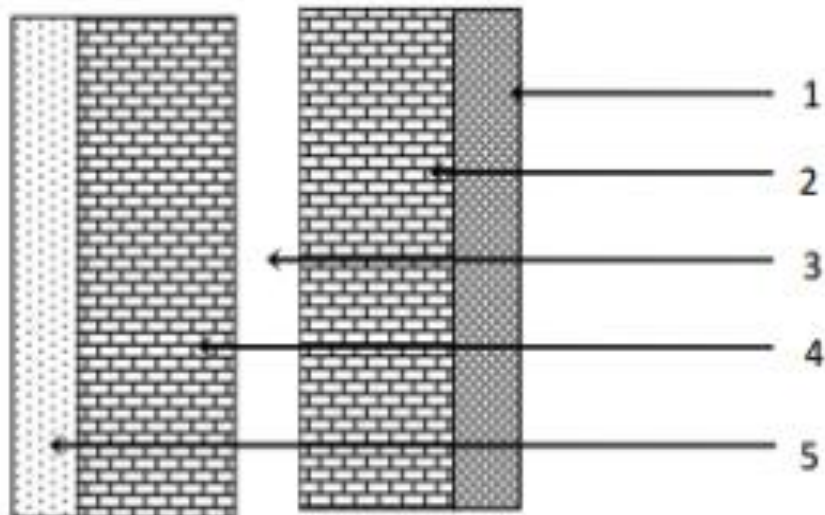


Figure.II.5. Coupe verticale d'une mur extérieure.

➤ **Mur intérieur**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des deux faces.

Le tableau ci-dessous décrit la charge constante d'un mur intérieur.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Données du DTR C.B 2.2		Charges(kN / m ²)
			Valeurs(kN/m ³)	Référence	
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18	VI. C. 2.2	0.20
2	Briques creuses	0.10	0.90	VI. C. 1.1. B	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.10	VI. C. 2.1	0.20
$G_{tot} =$				$1.30(kN / m^2)$	

Tableau. II.6. Charges permanentes des murs intérieures.

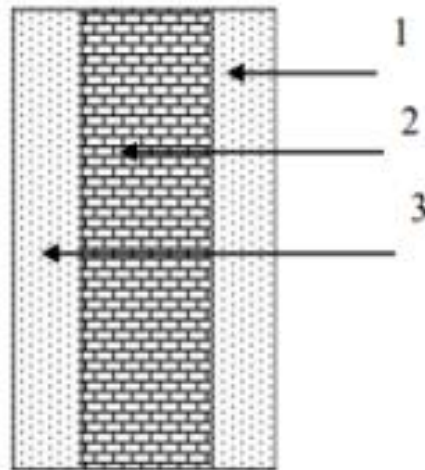


Figure.II.6. Coupe verticale d'une mur intérieure.

II.3.2. Les charge d'exploitation Q

N°	Element	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
1	Toiture.	1
2	Plancher terrasse inaccessible.	1
3	Plancher terrasse accessible.	1.5
4	Plancher étage courant à usage d'habitation.	1.5
5	Plancher étage RDC à usage d'habitation.	1.5
6	Plancher étage Entresol usage d'habitation.	1.5
7	Escalier.	2.5
	Balcon.	3.5

Tableau II.7. Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2.

II.4.Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

II.4.1.Descente de charge

Calcul de la surface du plancher revenant aux poteaux le plus sollicité

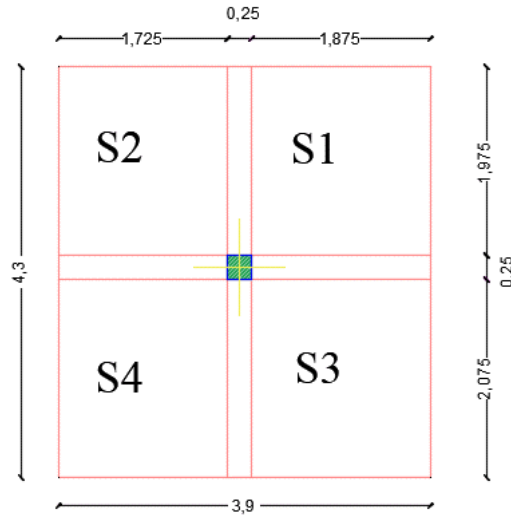


Figure II.7. La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.

➤ Section nette

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{nette} = (1.975 \times 1.725) + (1.975 \times 1.875) + (2.075 \times 1.875) + (2.075 \times 1.725)$$

$$S_{nette} = 14.58m^2.$$

➤ Section brute

$$S_{brute} = B \times L ; S_{brute} = 4.3 \times 3.9.$$

$$S_{brute} = 16.77m^2.$$

II.4.2.Poids propre des éléments

II.4.2.1.Calcul de poids propre des poutres

➤ Poutre principales

$$G_{pp} = 25 \times (0.3 \times 0.40) \times 4.3 ; G_{pp} = 12.9KN.$$

➤ Poutre secondaires

$$G_{ps} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 3.9 ; G_{ps} = 10.11KN.$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} ; G_p = 23.01KN.$$

II.4.2.2.Calcul de poids propre desplancher

➤ Terrasse

$$G_{pt} = G_t \times S_{nette} \quad ; \quad G_{pt} = 14.58 \times 5.91 \quad ; \quad G_{pt} = 86.17KN.$$

$$G_{pt} = G_t \times S_{nette} \quad ; \quad G_{pt} = 14.58 \times 5.88 \quad ; \quad G_{pt} = 58.73KN.$$

➤ Etages courants

$$G_{pE} = G_t \times G_{nette} \quad ; \quad G_{pE} = 14.58 \times 5.24 \quad ; \quad G_{pE} = 76.40K.$$

II.4.2.3.Poids des poteaux

➤ Poteau du Terrasse

$$G_{PT} = 0.25 \times 0.25 \times 2.7 \times 25 \quad ; \quad G_{PT} = 4.22KN$$

➤ Poteau du Terrasse

$$G_{PT} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 \quad ; \quad G_{PT} = 4.78KN$$

➤ Poteau du RDC

$$G_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times 3.57 \times 25 \quad ; \quad G_{RDC} = 5.57KN.$$

➤ Poteau du l'étage courant

$$\begin{cases} G_{PE} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 \\ G_{PE} = 4.78KN. \end{cases}$$

II.4.3 .Surchage d'exploitations

○ plancher de terrasse

$$\begin{cases} Q_{PTin} = 1 \times 16.56 \\ Q_{PTin} = 16.56KN. \end{cases}$$

○ plancher de etage courant

$$\begin{cases} Q_{EC} = 1.5 \times 16.56 \\ Q_{EC} = 24.84KN. \end{cases}$$

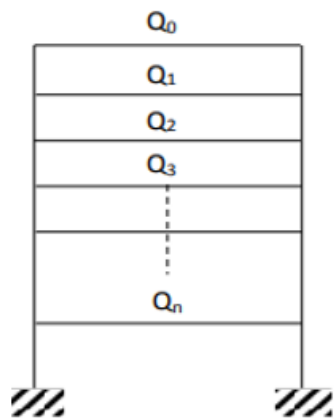
○ plancher RDC

$$\begin{cases} Q_{RDC} = 1.5 \times 16.56 \\ Q_{RDC} = 24.84KN. \end{cases}$$

II.5. La loi de dégression des charges

En ce qui concerne le *DTR B.C. 2.2* réglementation, la loi de réduction de charge s'applique aux bâtiments avec de nombreux niveaux où l'occupation de chaque niveau peut être considérée comme indépendante des autres. Le plus petit nombre de niveaux n pour lesquels cette loi doit être considérée est Concernant une tour comportant pas moins de cinq étages notée ($n \geq 5$), il devient nécessaire de considérer la loi de dégradation pour des surcharges opérationnelles distinctes dues à sa hauteur.

La loi de dégression est donc définie comme suit :



Niveaux	Opérations
Terrasse	Q_0
Terrasse	$Q_0 + Q_1$
Niveau 5	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Niveau 4	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
Niveau 3	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
Niveau 2	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.
Niveau 1	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$.
RDC	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$.
Entresol	$Q_0 + 0.68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$.

Figure II.8. Descentedescharges.

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i).

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

N°	Q_0	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6	Q_{RDC}	$Q_{Entresol}$
Niveau	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC	Entresol
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

Tableau.II. 8.Tableau des coefficients de régression des charges.

II.5.1. Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges

Niveaux	Opérations	Résultats (KN)
Terrasse	$Q_0 = 16.56.$	16.56
Terrasse	$Q_0 + Q_1 = 16.56 + 24.84.$	41.4
Niveau 5	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 16.56 + 0.95(24.84 + 24.84).$	63.756
Niveau 4	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16.56 + 0.90(24.84 + 24.84 + 24.84).$	83.628
Niveau 3	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16.56 + 0.85(24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84).$	101.016
Niveau 2	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16.56 + 0.80(24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84).$	115.92
Niveau 1	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ $= 16.56 + 0.75(24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84).$	128.34
RDC	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ $= 16.56 + 0.71(24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84).$	140.015
Entresol	$Q_0 + 0.68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ $= 16.56 + 0.68(24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84).$	151.690

Tableau.II.9. Dégression des charges d'exploitation.

Niveaux	Charge permanente (kN)					Charge d'exploitation (kN)		Efforts Normale (kN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids			G	G _c	Q	Q _c	N = G + Q	Strouée ^N / _{σ_b}	S adoptée
	Plancher	Poutres	Poteaux							
7	96.37	23.03	4.22	123.62	123.62	16.56	16.56	140.18	93.45	35x35
6	76.40	23.03	4.78	104.21	227.83	24.84	41.4	269.23	179.49	35x35
5	76.40	23.03	4.78	104.21	332.04	24.84	63.756	389.28	259.52	35x35
4	76.40	23.03	4.78	104.21	436.25	24.84	83.628	518.33	345.55	35x35
3	76.40	23.03	4.78	104.21	540.46	24.84	101.016	647.38	431.59	35x35
2	76.40	23.03	4.78	104.21	644.67	24.84	115.92	776.43	517.62	35x35
1	76.40	23.03	4.78	104.21	748.87	24.84	128.34	905.48	603.65	35x35
RDC	76.40	23.03	4.78	104.21	853.08	24.84	140.015	1034.53	689.69	40x40
Entre sol	76.40	23.03	4.78	104.21	957.29	24.84	151.690	1163.58	775.72	45x45

Tableau.II.10.récapitulatif de la descente de charge.

II.5.Vérification

II.5.1. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Selon l'article (Art 7.4.1du RPA99 version 2003) les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions de tableau ci-dessous :

Etage	Poteaux	Condition RPA	Valeur calculée en (cm)	Vérification
1, 2, 3, 4 et 5^{ème}	35x35	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 35$	Condition vérifiée.
		$Min(b, h) \geq h_e/20$	$306/20 = 15.53$	Condition vérifiée.
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{35}{35} = 1$	Condition vérifiée.
RDC	40x40	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 40$	Condition vérifiée.
		$Min(b, h) \geq h_e/20$	$357/20 = 17.85.$	Condition vérifiée.
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{40}{40} = 1$	Condition vérifiée.
Entresol	45x45	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 45$	Condition vérifiée.
		$Min(b, h) \geq h_e/20$	$357/20 = 17.85.$	Condition vérifiée.
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{45}{45} = 1$	Condition vérifiée.

Tableau.II.11. Vérification des poteaux selon(Art 7.4.1.RPA 99 modifier 2003).

II.5.1.Vérification des poteaux au flambement

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux $\lambda = L_f/i \geq 50.$

Avec :

L_f :Longueur de flambement ; avec $L_f = 0.7L_0.$

i : Rayon de giration ; avec $i = \sqrt{I/S}$.

L_0 : Hauteur libre du poteau.

S : Section transversale du poteau ; avec $(b \times h)$.

I : Moment d'inertie du poteau ; avec $I = b \times h^3 / 12$.

D'où : $\lambda = L_f / i$; $\lambda = 0.7L_0 / \sqrt{I_{yy}/S}$.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i (cm)	L_0 (cm)	L_f (cm)	λ	Vérification
7	35	35	125052	1225	10.10	270	189	18.712	Condition vérifiée.
5	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée.
4	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée.
3	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée.
2	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée.
1	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée.
RDC	40	40	213333.33	1600	11.55	357	249.9	21.636	Condition vérifiée.
Entresol	45	45	341718.75	2025	12.99	357	249.9	19.237	Condition vérifiée.

Tableau.II.12.vérification au flambement des poteaux.

Conclusion :

A ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Donc, on a opté pour le prédimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux 16 + 4 *cm*.
- Dalles pleines épaisseur de 15 *cm*.
- Poutre :
Poutres principales : (30x40) *cm*².
Poutres secondaires : (30x35) *cm*².
- Poteaux :
(35x35) *cm*² pour les poteaux de 1^{er} au 5^{ème} étage.
(40x40) *cm*² pour les poteaux de RDC.
(45x45) *cm*² pour entre sol.
- Voile :
Épaisseur de 20 *cm* (longueur minimale égale à 80 *cm*).

A blue scroll-like graphic with a central text box. The scroll has a light blue gradient and a darker blue border. The text is centered within the scroll.

Chapitre III

Calculs des éléments

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles éléments principaux de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement (*BAEL 91 modifié 99*) tout en respectant certaines règles du (*RPA99 modifié en 2003*).

III.1. Acrotère

III.1.1. Définition

L'acrotère est un élément secondaire contournant la terrasse du bâtiment, il est conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée de vent. La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale $Q = 1 \text{ KN/ml}$ non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion dans la section d'encastrement. Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à $L'ELU$ et à $L'ELS$ pour une bande de 1m de longueur.

III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère

- L'hauteur : $h = 0.7\text{m}$.
- L'épaisseur : $h_0 = 0.10\text{m}$.
- La surface :

$$S = (0.15 \times 0.07) + (0.7 \times 0.1) + \left(\frac{0.15 \times 0.03}{2} \right) ; S = 0.08275\text{m}^2.$$

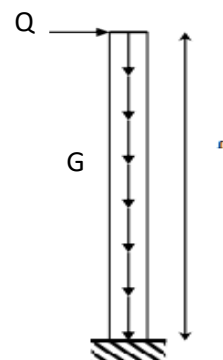
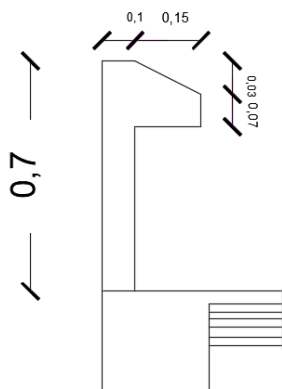


Figure.III.1. coupe transversale de l'acrotère. Figure.III.2. Schéma statique de l'acrotère.

III.1.3. Calcul des sollicitations

1. Chargement

- Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho \times S \quad ; \quad \rho = 25 \text{KN/m}^3$$

Avec :

ρ : La masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times 0.08275 \quad ; \quad G = 2.06 \text{KN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale

$$Q = 1 \text{KN/ml.}$$

2. Sollicitations

- Effort normale de poids propre

$$N = G \times 1 \quad ; \quad N = 2.06 \text{KN.}$$

- Efforts tranchants

$$T = Q \times 1 \quad ; \quad T = 1 \text{KN.}$$

- Moments de renversements D'où à Q

$$M = Q \times h \times 1 \quad ; \quad M = 1 \times 0.7 \times 1 \quad ; \quad M = 0.7 \text{KN.m.}$$

3. Diagramme des efforts :

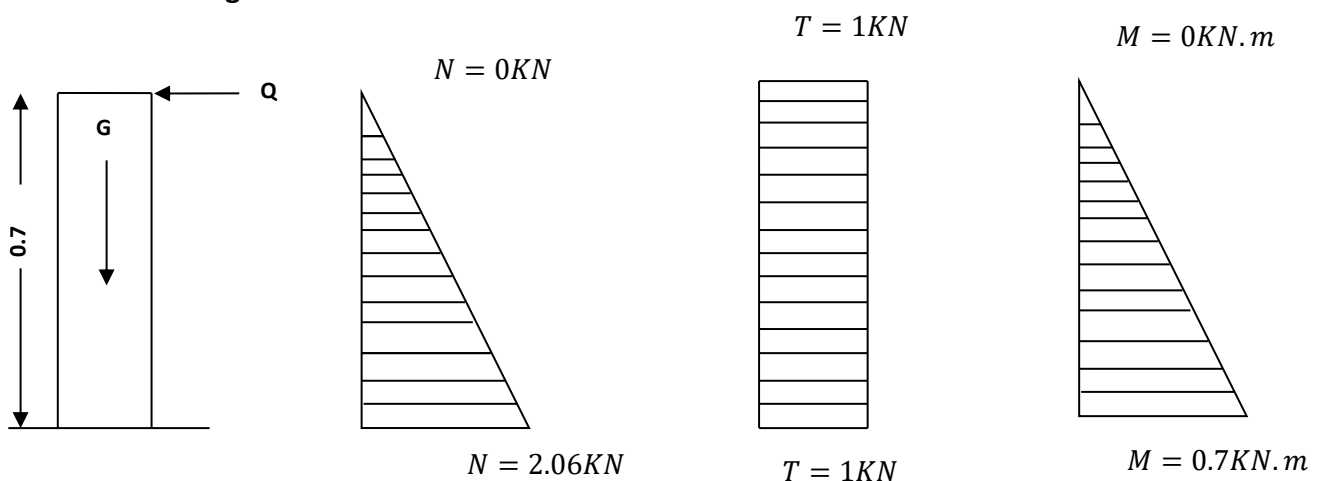


Diagramme des efforts normaux N Diagramme des efforts tranchants T Diagramme des moments fléchissant M

Figure.III.3. Diagramme des efforts internes.

III.1.4. Les combinaisons des charges

1. L'état limite ultime ELU

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normale de compression

$$N_u = 1.35.G \quad ; \quad N = 1.35 \times 2.06 \quad ; \quad N_u = 2.781KN.$$

- Effort tranchant

$$T_u = 1.5.Q \quad ; \quad T = 1.5 \times 1 \quad ; \quad T_u = 1.5KN.$$

- Moment de flexion

$$M_u = 1.5.M \quad ; \quad M = 1.5 \times 0.7 \quad ; \quad M_u = 1.05KN.m.$$

2. État limite de service ELS

La combinaison de charge est : $G + Q$

- Effort normale de compression

$$N_s = G \quad ; \quad N = 2.06KN.$$

- Effort tranchant

$$T_s = T \quad ; \quad T_u = 1.5KN.$$

- Moment de flexion

$$M_s = M \quad ; \quad M = 1.05KN.m.$$

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

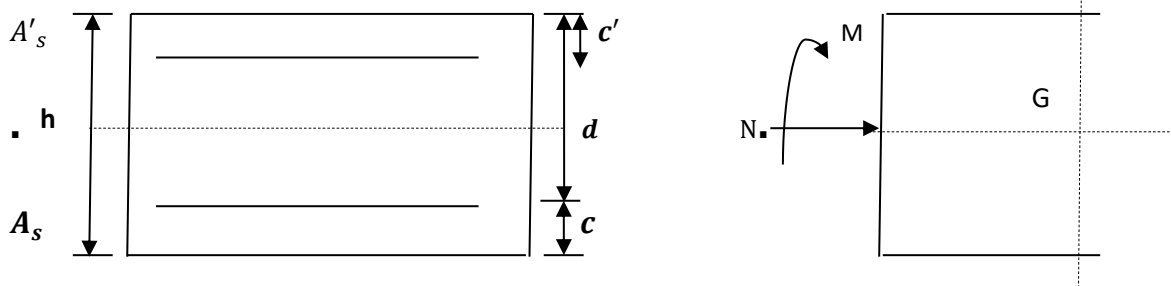


Figure.III.4. section rectangulaire soumise à la flexion composée.

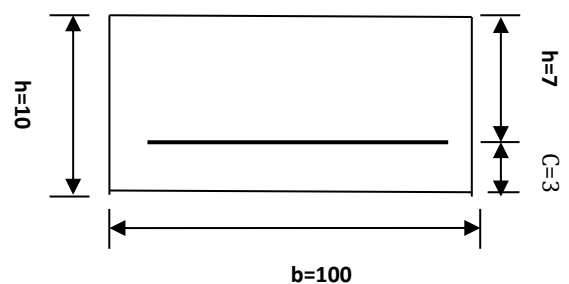
Avec :

h : Epaisseur de la section ; $h = 10cm$.

b : Largeur de la section ; $b = 100cm$.

c ; c' : Enrobage ; c ; $c' = 3cm$.

d : La hauteur utile ; $d = h - c$; $d = 7cm$.



C_p : Centre de pression.

e_u : Excentricité.

$h/2 - c$: La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

$$f_e = 400\text{Mpa} ; f_{bc} = 14.2\text{Mpa} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1.15 \quad \sigma_{st} = 348\text{Mpa}.$$

M_u : Moment dû à la compression.

N_u : Effort de compression.

III.1.5.1. Calcul à l'ELU

1. Calcul de l'excentricité

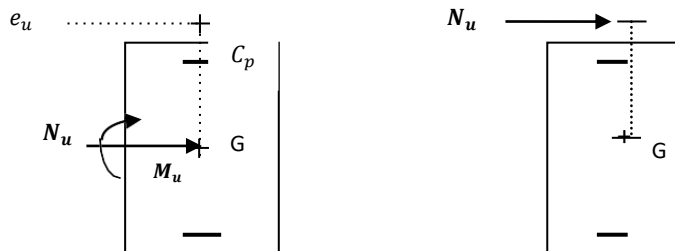
$$e_u = M_u / N_u ; e_u = 1.05 / 2.781 = 0.377\text{m} ; e_u = 37.7\text{cm}.$$

$$h/2 - c = \frac{0.1}{2} - 3 ; h/2 - c = 2\text{cm}.$$

$e_u = 37.7\text{cm} > h/2 - c = 2\text{cm}$Section partiellement comprimée **SPC**.

Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section limitée par les armatures ; N est un effort de compression neutre à l'extérieur \Rightarrow **SPC (section partiellement comprimée)**.

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.



2. Calcul en flexion simple

- **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g ; \text{ avec } g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) ; g = 37.7 + 2.$$

$$g = 35.7\text{cm}.$$

$$M_f = 2.781 \times 35.7 \times 10^{-2} ; M_f = 0.993\text{KN.m}.$$

- **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} ; f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; \gamma_b = 1.5.$$

$$f_{bc} = 14.2\text{Mpa}.$$

$$\mu_u = \frac{0.993 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} \quad ; \quad \mu_u = 0.014.$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392 \dots \text{SSA.}$$

La section est simplement armée **SSA** ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

$$\text{D'après le tableau } \mu_u = 0.014 \quad ; \quad \beta = 0.993.$$

- **Armatures fictives flexion simple**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{stf} = \frac{0.993 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 41.05 \text{ mm}^2.$$

$$A_{stf} = 0.41 \text{ cm}^2.$$

3. Calcul en flexion composée

- **La section réelle d'armature**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0.41 - \left(\frac{2.781 \times 10}{348} \right) \quad ; \quad A_{st} = 0.33 \text{ cm}^2.$$

4. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1. BAEL 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{min}$.

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b d \times \left[\frac{e_s - (0.455.d)}{e_s - (0.185.d)} \right]$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \quad ; \quad e_s = \frac{1.05}{2.06} = 0.51 \text{ m} \quad ; \quad e_s = 51 \text{ cm.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{51 - (0.455 \times 7)}{51 - (0.185 \times 7)} \right] \times 100 \times 7 \quad ; \quad A_{min} = 0.813 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.813 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.33 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion : les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celle calculées à l'ELU donc nous adopterons une section :

$$A_{st} = A_{min} = 0.813 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour une section d'acier de $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

$$\text{Espacement } S_t = \frac{100}{4} \quad ; \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad ; \quad A_r = \frac{2.01}{4} \quad ; \quad A_r = 0.5025 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement $S_t = 17 \text{ cm}$.

III.1.5.2. Vérifications à l'ELU

1. Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 2. BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = V_u / bd \\ \bar{\tau}_u = \min \{ 0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \} \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$V_u = 1.5 \cdot Q = 1.5 \times 1 ; V_u = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} ; \tau_u = 0.021 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 ; 4 \} ; \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

2. Vérification de l'adhérence des barres (Art. A.6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

Avec :

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

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ acier haute adhérence.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres. $\sum U_i = n\pi\phi$

n : Le nombre de barres.

$$\phi = 8 \text{ mm.}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi ; \sum U_i = 4 \times 3.18 \times 0.8 ; \sum U_i = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} ; \tau_{se} = 0.236 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 ; \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = 0.236 \text{ Mpa.} \leq \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'ya pas risque d'entraînement des barres.

3. Vérification de l'ancrage des barres (Art. A.6.1.2. BAEL91 modifiée 99)

La longueur du scellement droit L_S est donnée par :

$$L_S = 40\phi, L_S = 40 \times 0.8; L_S = 32cm.$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante : $L_S = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$.

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 2.835Mpa. f_e = 400Mpa.$$

$$L_S = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835}; L_S = 28.22cm.$$

On opte pour $L_S = 32cm$.

Vérification des espacements des barres (Art. A.4.5.3. BAEL 91 modifiée 99)

Nous avons une fissuration préjudiciable.

- Armatures principales : $S_t = 25cm \leq \min(3h; 33cm)$
 $S_t = 25cm \leq \min(3 \times 10; 33cm)$.
 $S_t = 25cm \leq 30cm$ Condition vérifiée.
- Armatures de répartition : $S_t = 25cm \leq \min(4h; 45cm)$
 $S_t = 25cm \leq \min(4 \times 10; 45cm)$.
 $S_t = 17cm \leq 40cm$ Condition vérifiée.

III.1.5.3. Vérifications à l'ELS

1. Vérification de la contrainte de compression dans l'acier

La fissuration il est considéré comme préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \{ 0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \} \right\}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}; M_s = 1.05; A_{st} = 2.01cm^2.$$

$\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable (acier HA) $\phi \geq 6mm$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \max \{ 0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67; \max \{ 200; 201.63 \} \}; \bar{\sigma}_{st} = 201.63Mpa.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

On à

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}; \rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7}; \rho_1 = 0.287.$$

$$\rho_1 = 0.287; \beta_1 = 0.9155; K_1 = 44.52.$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.05 \times 10^3}{0.9155 \times 7 \times 2.01}; \sigma_{st} = 81.52Mpa.$$

$$\sigma_{st} = 81.52 \text{ Mpa} \leq \sigma_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Vérifions que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{81.52}{44.52}; \quad \sigma_{bc} = 1.83 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.83 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'acrotère au séisme (Art.6.2, 3. RPA99 version 2003)

Selon l'RPA 99 version 2003, les efforts horizontaux de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements fixés à la structure sont calculés selon la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0.15 ; \text{ zone IIa ; groupe d'ausage 2.}$$

C_p : Facture de force horizontale pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir le tableau 6.1.RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$.

W_p : Poids de l'élément secondaire (acrotère). $W_p = G = 2.5 \text{ KN/ml}$.

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.5 ; \quad F_p = 0.99 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.99 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Armature principale : $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de

$$S_t = 25 \text{ cm.}$$

Armature de répétition : $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de

$$S_t = 17 \text{ cm.}$$

III.2. Plancher

III.2.1. Calcul des planchers en corps creux

La structure est constituée de plancher en corps creux (16+4) avec poutres Agencement préfabriqué dans le sens longitudinal, sur lequel est placé le corps creux. Dans notre cas, nous examinerons un seul type de revêtement de sol. La poutre a une section en forme de T avec un espacement entre axes de 65 cm. Le revêtement du corps creux sert de coffrage perdu, ses dimensions sont de 16 cm.

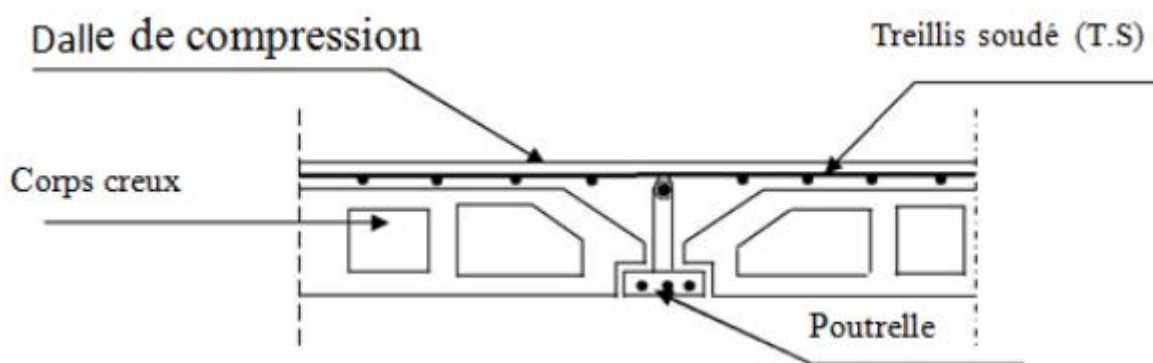


Figure.II.5. Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.2.2. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance **TL520** ($f_e = 520MPa$) ayant pour but de

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91** ;

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après :

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles** : $A_{\perp} > \frac{4 \times L}{f_e}$ Pour $50cm \leq L \leq 80cm$.

- **Armature parallèle aux poutrelles :** $A_{//} > \frac{A_{\perp}}{2}$.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles comprise en cm.

f_e : étant limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

A_{\perp} : section des armatures perpendiculaire aux poutrelles en cm^2/ml .

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \quad ; \quad \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2/ml.$$

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.89 cm^2/ml$.

Avec un espacement : $e=15 cm < 33 cm$*Condition vérifiée.*

➤ **Les armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 cm^2/ml.$$

Soit : $A_{//} = 5\phi 5 = 0.89 cm^2/ml$.

Avec un espacement : $e=15 cm < 33 cm$*Condition vérifiée.*

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension $(20 \times 20)cm^2$ avec un diamètre de 5mm

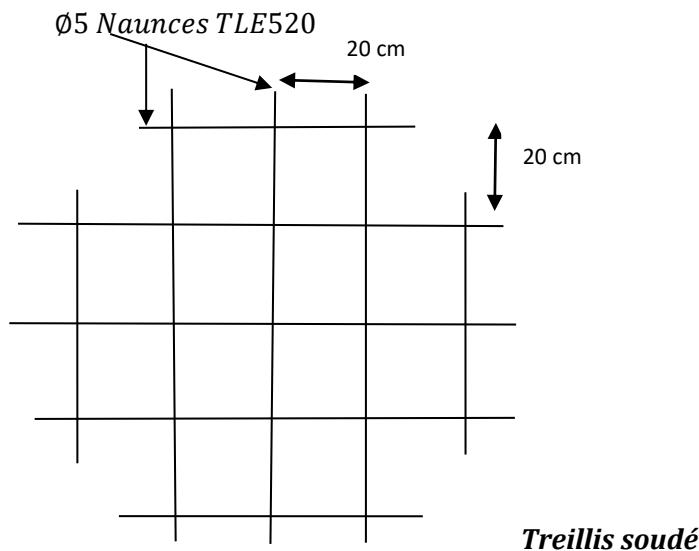


Figure III. 6. Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.3. Étude des poutrelles

Une poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm² supporté aux deux extrémités.

Les poutres sont soumises à une charge uniformément répartie, la largeur de cette charge étant déterminée par la distance entre les axes de deux poutres consécutives. Le calcul de ces poutres se fait généralement en deux étapes :

- Calcul avant coulage de la dalle de compression.
- Calcul après coulage de la dalle de compression.

III.2.3.1. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti (représentent son poids propre poids de corps creux et la surcharge revenant au plancher) dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous

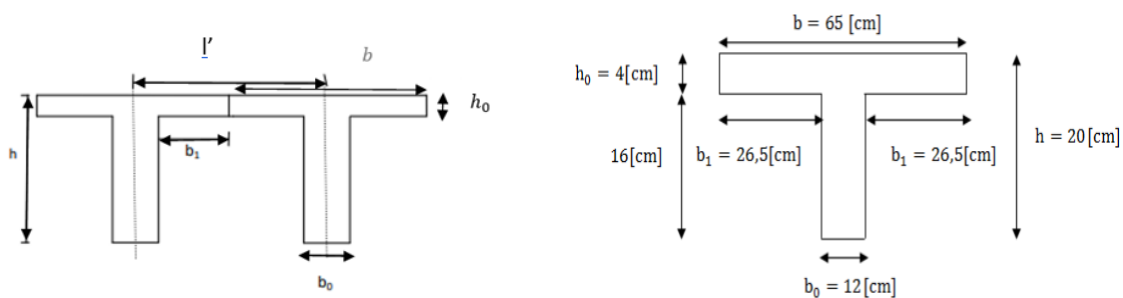


Figure.III.7. Construction de la section en T.

Avec :

h : La hauteur de la section. $h = 16 + 4$; $h = 20$ cm.

h_0 : L'épaisseur de la table de compression. $h_0 = 4$ cm.

c : Enrobage. $c = 2$ cm.

d : Hauteur utile.

b_1 : Largeur de l'hourdis à prendre entre deux nervures.

L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_0 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

D'après Art.A.1.4.3. BAEL 91 modifié 99

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l'}{2} = \frac{b-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{2L}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right) \end{array} \right.$$

Application :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = \frac{65-12}{2} ; b_1 = 26.5cm. \\ b_1 = \frac{400}{10} ; b_1 = 40cm. \quad \{b_1 = \min(1; 2; 3; 4)\} \text{ donc } ; b_1 = 26.5cm. \\ b_1 = \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} ; b_1 = 133.33cm. \quad \text{D'où } b = 2 \times b_1 + b_0 \text{ donc } ; b = 2 \times 26.5 + 12 \\ b_1 = \frac{2 \times 400}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{400}{2} \right) = 153.33cm. \quad \quad \quad b = 65cm. \end{array} \right.$$

III.2.3.2. Calcul des poutrelles

Le calcul de ces poutrelles se fait généralement en deux étapes :

1. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est supposée simplement appuyée sur les poutres principale et soumise à une simple flexion. Il doit supporter son poids, celui du corps creux qu'il supporte, mais aussi celui de l'ouvrier.

➤ Chargement

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25$; $G_1 = 0.12 \frac{kN}{ml}$.

-Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95$; $G_2 = 0.62 \frac{kN}{ml}$.

-Charge permanente : $G = G_1 + G_2$; $G = 0.12 + 0.62$; $G = 0.74 \frac{kN}{ml}$.

-Charge d'exploitation : $Q = \frac{1kN}{ml}$.

-Surcharge de à l'ouvrier : $Q = \frac{1kN}{ml}$.

➤ Ferrailage à l'état limite ultime

Le calcul se fera pour la travée le plus défavorable :

-Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 \quad ; \quad q_u = 2.5 \frac{kN}{ml}$$

-Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} \quad ; \quad M_u = \frac{2.5 \times 4^2}{8} \quad ; \quad M_u = 5KN.m.$$

-Calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} \quad ; \quad T_u = \frac{2.5 \times 4}{2} \quad ; \quad T_u = 5KN.m.$$

-Calcul des armatures

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

$$h = 4cm ; b = 12cm ; d = h - c ; c = 2cm ; d = 4 - 2 ; d = 2cm.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2MPa \quad ; \quad \mu_u = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \quad ; \quad \mu_u = 7.33$$

$$\mu_u = 7.33 > \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{section doublement armé (SDA).}$$

Conclusion :

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad ; \quad M_l = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^6$$

$$M_l = 0.267KN.m.$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{max} = \sqrt{\frac{8M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} \quad ; \quad l_{max} = 0.924m$$

On prend $l_{max} = 1m$ entre étais.

2. Après coulage de la dalle de compression

1. Chargement

La poutre doit supporter son propre poids, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression, ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

-Plancher terrasse accessible

- Poids propre de plancher : $G = 5.88 \times 0.65$; $G = 3. \frac{822KN}{ml}$.
- Sur charge d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65$; $Q = 0. \frac{65KN}{ml}$.
- Les combinaisons des charges
- ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5Q$; $q_u = 1.35 \times 3.822 + 1.5 \times 0.65$
 $q_u = 6. \frac{1347KN}{ml}$.
- ELS : $q_s = G + Q$; $q_s = 3.822 + 0.65$; $q_s = 4. \frac{472KN}{ml}$.

-Plancher étages courants

- Poids propre de plancher $G = 5.24 \times 0.65$; $G = 3. \frac{406KN}{ml}$.
- Surcharges d'exploitation $Q = 1.5 \times 0.65$; $Q = 0. \frac{975KN}{ml}$.
- Les combinaisons des charges
- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $q_u = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 0.975$
 $q_u = 6. \frac{0606KN}{ml}$.
- ELS : $q_s = G + Q$; $q_s = 3.406 + 0.975$; $q_s = 4. \frac{381KN}{ml}$.

2. Calcul des effort interne

➤ Calcul des moments

Pour la détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments en travée et aux appuis en utilisant une fraction fixée de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Cette valeur maximale est supposée isostatique, avec la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées.
- La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m.

$$Q \leq \left(2G ; \frac{5KN}{m^2} \right) ; 2G = 2 \times 5.24 = \frac{10.48KN}{m^2}.$$

$$Q \leq \left(10. \frac{48KN}{m^2} ; \frac{5KN}{m^2} \right) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{3.8}{4} = 0.95 \\ \frac{4}{3.6} = 1.11 \\ \frac{3.6}{3.7} = 0.972 \end{array} \right. \quad \left\{ \frac{3.7}{4} = 0.925 \dots\dots \text{Conditions vérifiées} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

1. Principe de la méthode forfaitaire

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

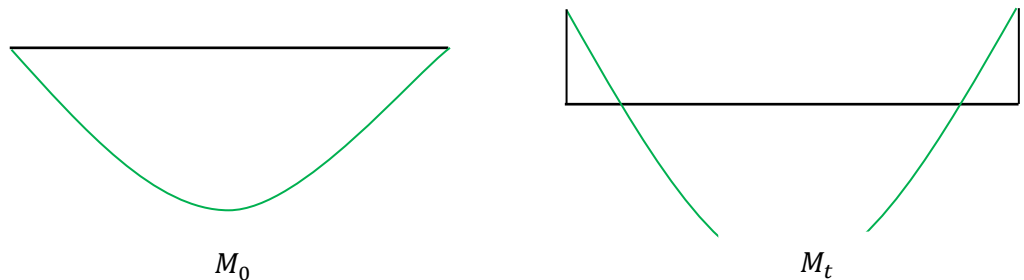


Figure III.8. Diagramme des moments.

2. Exposé de la méthode

Le rapport α des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant. $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

L : Longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur appuis de droit.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w ; M_e ; M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max(1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.

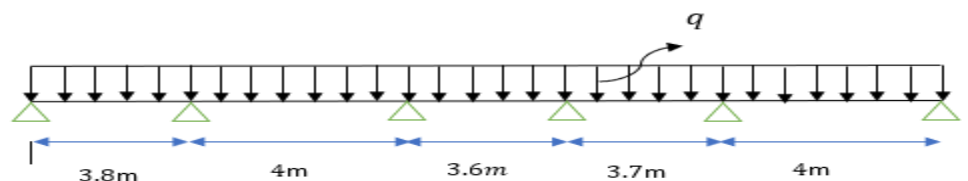
$0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

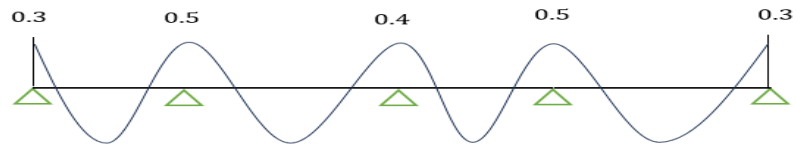
$0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

$0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

➤ Premier cas :

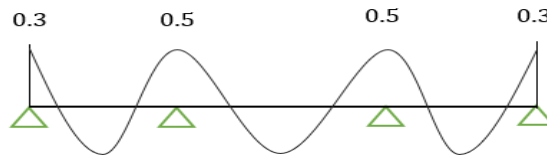
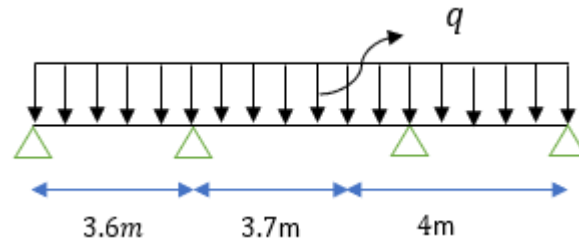
Dans notre cas nous avons une poutre sur 6 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :





➤ **Deuxième cas :**

Dans notre cas nous avons une poutre sur 4 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :



➤ **Troisième cas :**

Dans notre cas nous avons une poutre sur 3 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

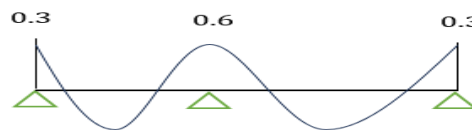
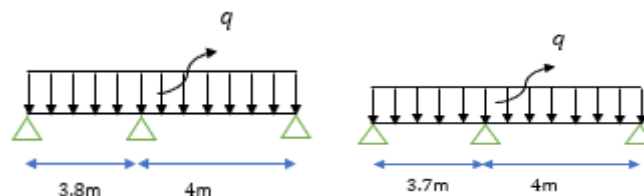


Figure III.9. Différents cas de la poutrelle.

Calcul à l'ELU

➤ **Moments en appuis :**

On effectuera les calculs sur l'étage courant avec

$$Q = 1.5 \frac{KN}{ml} ; q_u = 6. \frac{0606KN}{ml} \quad G = 5.24KN/ml ; q_u = 6. \frac{0606KN}{ml}.$$

Calcul à l'ELU

➤ **Moments en appuis :**

Soit une poutre simplement appuyée sur 6 appuis :

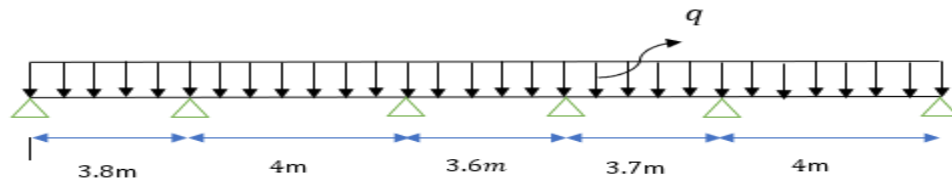


Figure III.10. Schéma statique de la poutre appuyée sur 6 appuis.

$$\alpha = \frac{q}{Q+G} \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}, \alpha = \frac{1.5}{5.24+1.5} \quad \alpha = \mathbf{0.223} ; 0 < \alpha = 0.223 < \frac{2}{3}$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.223) = 1.07$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) = (1.2 + 0.3 \times 0.223) = 1.27$$

Calcul des moments isostatique l'ELU :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{6.0606 \times 3.8^2}{8}$; $M_1 = 10.94 \text{ KN.m.}$
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{6.0606 \times 4^2}{8}$; $M_2 = 12.12 \text{ KN.m.}$
- Travée CD : $M_3 = \frac{qL^2}{8}$; $M_3 = \frac{6.0606 \times 3.6^2}{8}$; $M_3 = 9.82 \text{ KN.m.}$
- Travée DE : $M_4 = \frac{qL^2}{8}$; $M_4 = \frac{6.0606 \times 3.7^2}{8}$; $M_4 = 10.37 \text{ KN.m.}$
- Travée EF : $M_5 = \frac{qL^2}{8}$; $M_5 = \frac{6.0606 \times 4^2}{8}$; $M_4 = 12.12 \text{ KN.m.}$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Calcul des moments sur appuis :

- $M_A = 0.3M_1$; $M_A = 0.3 \times 10.94$; $M_A = 3.28 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0.5 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.5 \times 12.12$; $M_B = 6.06 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0.4 \max(M_2 ; M_3)$; $M_C = 0.4 \times 12.12$; $M_C = 4.85 \text{ KN.m}$
- $M_D = 0.4 \max(M_3 ; M_4)$; $M_D = 0.4 \times 10.37$; $M_D = 4.15 \text{ KN.m}$
- $M_E = 0.5 \max(M_4 ; M_5)$; $M_E = 0.5 \times 12.12$; $M_E = 4.85 \text{ KN.m}$
- $M_F = 0.3M_5$; $M_F = 0.3 \times 12.12$; $M_F = 3.69 \text{ KN.m}$

Calcul des moments en travée :

- Travée AB :
 $M_{tB} \geq \max(1.05.M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$
 $M_{tB} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_1}{2}$
 $M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 10.94 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 10.94]) - \frac{3.28+6.06}{2}$
 $M_{tAB} \geq \max(11.94 ; 11.71) - \frac{3.28+6.06}{2}$; $M_{tAB} \geq 6.43 \text{ KN.m}$
 $M_{tAB} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_1}{2}$; $M_{tAB} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 10.94}{2}$; $M_{tAB} = 6.95 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tAB} = 6.95KN.m$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05.M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 12.12 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 12.12]) - \frac{6.06+4.85}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(12.73 ; 12.97) - \frac{6.06+4.85}{2} ; M_{tBC} \geq 7.52KN.m$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_2}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 12.12}{2} ; M_{BC} = 7.70KN.m$$

On prend $M_{tBC} = 7.70KN.m$

- Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max(1.05.M_3 ; (1 + 0.3\alpha)M_3) - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_3}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \times 9.82 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 9.82]) - \frac{4.85+4.15}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(10.31 ; 10.51) - \frac{4.85+4.15}{2} ; M_{tCD} \geq 6.01KN.m$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tCD} = \frac{(1+0.3 \times 0.223) \times 9.82}{2} ; M_{tCD} = 5.25KN.m$$

On prend $M_{tCD} = 6.01KN.m$

- Travée DE :

$$M_{tDE} \geq \max(1.05.M_4 ; (1 + 0.3\alpha)M_4) - \frac{M_D+M_E}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_4}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(1.05 \times 10.37 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 10.37]) - \frac{4.15+4.85}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(10.88 ; 11.10) - \frac{4.85+4.15}{2} ; M_{tDE} \geq 6.38KN.m$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_4}{2} ; M_{tDE} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 10.37}{2} ; M_{tDE} = 6.58KN.m$$

On prend $M_{tDE} = 6.58KN.m$

- Travée EF :

$$M_{tEF} \geq \max(1.05.M_5 ; (1 + 0.3\alpha)M_5) - \frac{M_E+M_F}{2}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_5}{2}$$

$$M_{tEF} \geq \max(1.05 \times 12.12 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 12.12]) - \frac{4.85+3.69}{2}$$

$$M_{tEF} \geq \max(12.73 ; 12.70) - \frac{4.85+3.69}{2} ; M_{tEF} \geq 8.46KN.m$$

$$M_{tEF} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_5}{2} ; M_{tEF} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 12.12}{2} ; M_{tEF} = 7.70KN.m$$

On prend $M_{tEF} = 8.46KN.m$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{2} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} ; T_A = \frac{6.0606 \times 3.8}{2} + \frac{6.06 - 3.28}{2} ; T_A = 12.91 \text{KN} \\ T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} ; T_B = -\frac{6.0606 \times 3.8}{2} + \frac{6.06 - 3.28}{2} ; T_B = -10.13 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_B = \frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{4.85 - 6.06}{2} ; T_B = 11.52 \text{KN} \\ T_C = -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_C = -\frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{4.85 - 6.06}{2} ; T_C = -12.72 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée CD :

$$\begin{cases} T_C = \frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_C = \frac{6.0606 \times 3.6}{2} + \frac{4.15 - 4.85}{2} ; T_C = 10.56 \text{KN} \\ T_D = -\frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_D = -\frac{6.0606 \times 3.6}{2} + \frac{4.15 - 4.85}{2} ; T_D = -11.26 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée DE :

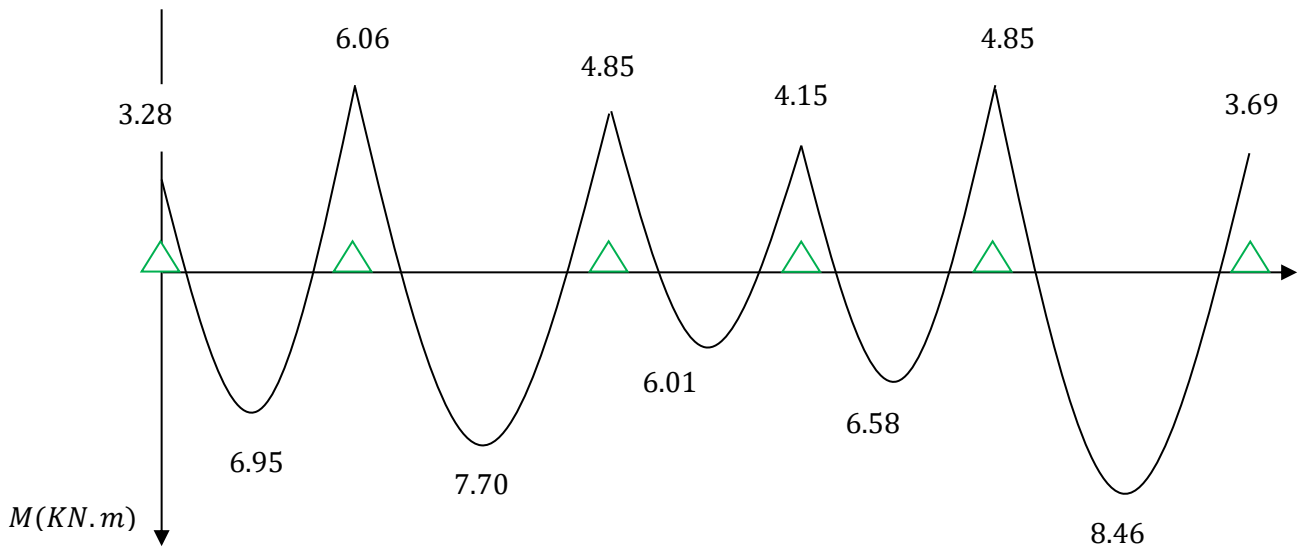
$$\begin{cases} T_D = \frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} ; T_D = \frac{6.0606 \times 3.7}{2} + \frac{4.85 - 4.15}{2} ; T_D = 11.56 \text{KN} \\ T_E = -\frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} ; T_E = -\frac{6.0606 \times 3.7}{2} + \frac{4.85 - 4.15}{2} ; T_E = -10.86 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée EF :

$$\begin{cases} T_E = \frac{q_u \cdot L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{2} ; T_E = \frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{3.69 - 4.85}{2} ; T_E = 11.54 \text{KN} \\ T_F = -\frac{q_u \cdot L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{2} ; T_F = -\frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{3.69 - 4.85}{2} ; T_F = -12.70 \text{KN} \end{cases}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 6.06 \text{KN} \cdot \text{m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 8.46 \text{KN} \cdot \text{m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 12.91 \text{KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELU

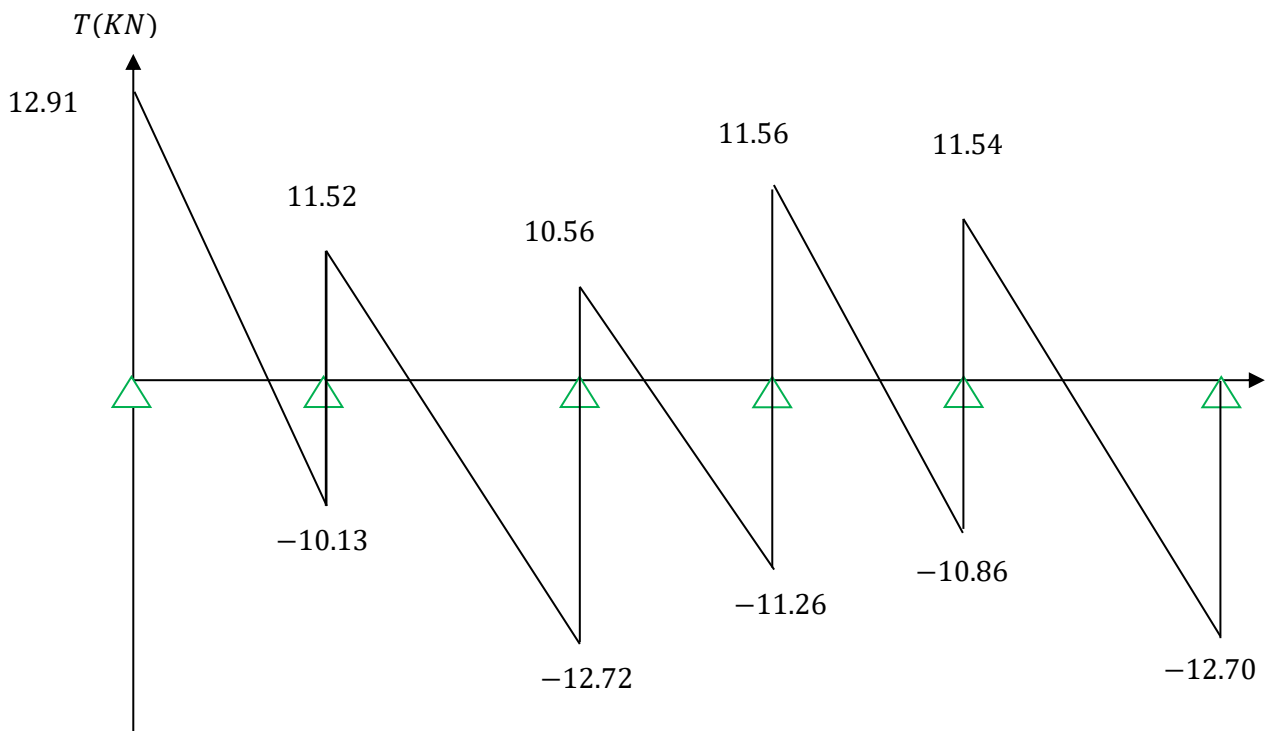


Figure III.11. Diagramme des efforts interne.

➤ **Deuxième cas :**

Dans notre cas nous avons une poutre sur 4 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

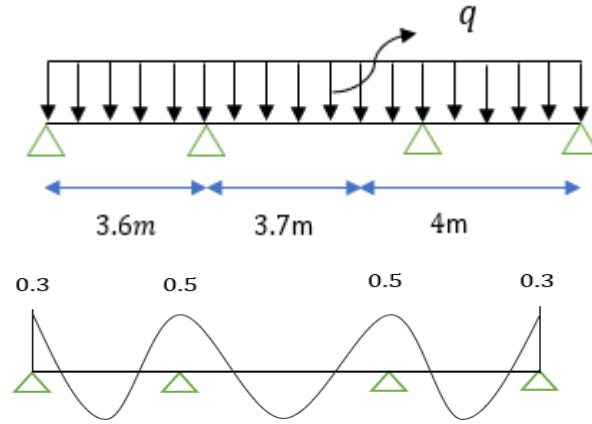


Figure III.12. Schéma statique de la poutre appuyée sur 4 appuis.

Calcul des moments isostatique l'ELU :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{6.0606 \times 3.6^2}{8}$; $M_1 = 9.82 \text{KN.m}$.
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{6.0606 \times 3.7^2}{8}$; $M_2 = 10.37 \text{KN.m}$.
- Travée CD : $M_3 = \frac{qL^2}{8}$; $M_3 = \frac{6.0606 \times 4^2}{8}$; $M_3 = 12.12 \text{KN.m}$.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

- $M_A = 0.3M_1$; $M_A = 0.3 \times 9.82$; $M_A = 2.95 \text{KN.m}$
- $M_B = 0.5 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.5 \times 10.37$; $M_B = 5.19 \text{KN.m}$
- $M_C = 0.5 \max(M_2 ; M_3)$; $M_C = 0.5 \times 12.12$; $M_C = 6.06 \text{KN.m}$
- $M_D = 0.3M_3$; $M_D = 0.3 \times 12.12$; $M_D = 3.64 \text{KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travée :**

- Travée AB :

$$M_{tB} \geq \max(1.05.M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 9.82 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 9.82]) - \frac{2.95 + 5.19}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(10.31 ; 10.51) - \frac{2.95 + 5.19}{2} ; M_{tAB} \geq 6.59 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 9.82}{2} ; M_{tAB} = 6.23 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 6.59 \text{KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05.M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 10.37 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 10.37]) - \frac{5.19+4.85}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(10.88 ; 11.10) - \frac{5.19+4.85}{2} ; M_{tBC} \geq 6.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_{0B}}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1+0.3 \times 0.223) \times 10.37}{2} ; M_{BC} = 5.55 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 6.08 \text{ KN.m}$

- Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max(1.05.M_3 ; (1 + 0.3\alpha)M_3) - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_3}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \times 12.12 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 12.12]) - \frac{4.85+3.69}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(12.72 ; 12.97) - \frac{4.85+3.69}{2} ; M_{tCD} \geq 8.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tCD} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 12.12}{2} ; M_{tCD} = 7.70 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 8.70 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u.L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u.L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{2} - \frac{q_u.L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u.L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} ; T_A = \frac{6.0606 \times 3.6}{2} + \frac{5.19-2.65}{2} ; T_A = 14.83 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_u.L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} ; T_B = -\frac{6.0606 \times 3.6}{2} + \frac{5.19-2.65}{2} ; T_B = -9.64 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u.L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} ; T_B = \frac{6.0606 \times 3.7}{2} + \frac{4.85-5.19}{2} ; T_B = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u.L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} ; T_C = -\frac{6.0606 \times 3.7}{2} + \frac{4.85-5.19}{2} ; T_C = -11.38 \text{ KN}$$

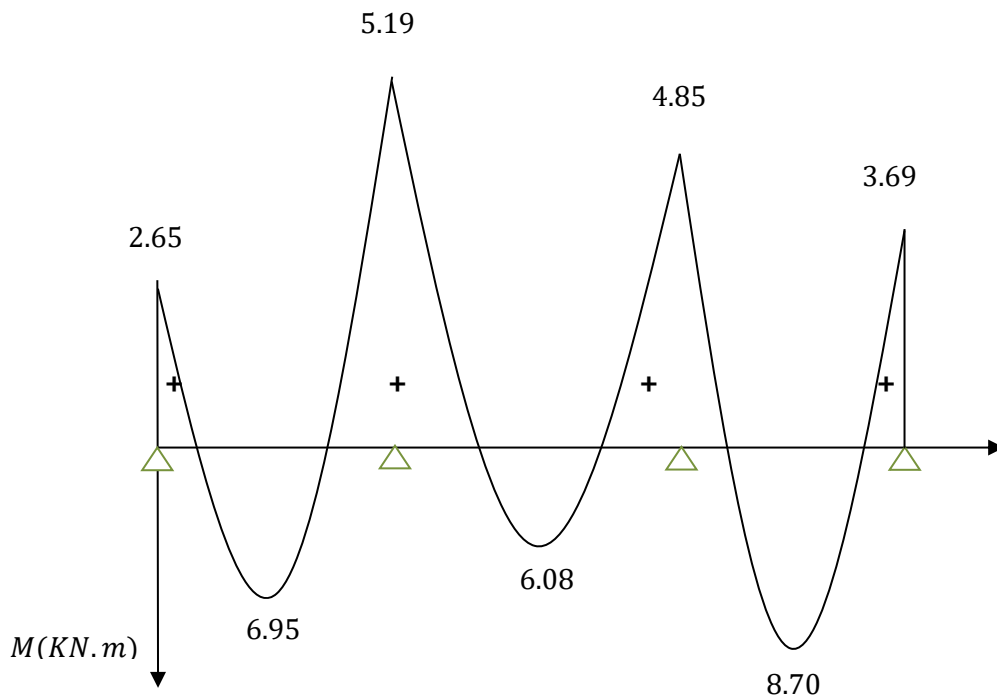
- Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u.L_{CD}}{2} + \frac{M_D-M_C}{2} ; T_C = \frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{3.69-4.85}{2} ; T_C = 11.54 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u.L_{CD}}{2} + \frac{M_D-M_C}{2} ; T_D = -\frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{3.69-4.85}{2} ; T_D = -12.70 \text{ KN}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 5.19 \text{ KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 8.70 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 14.83 \text{ KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELU

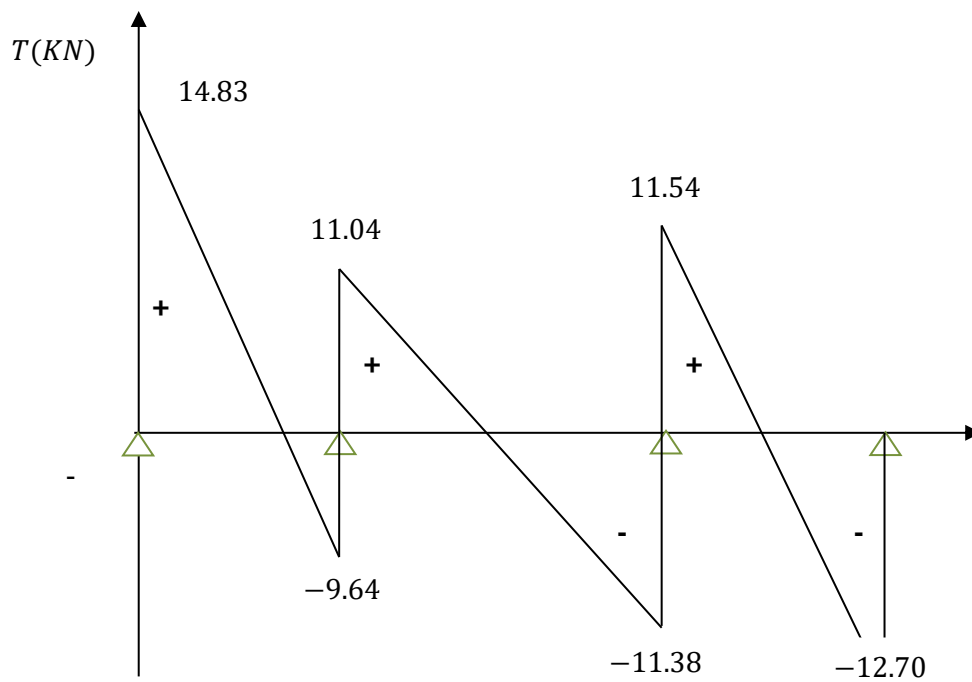


Figure III.13. Diagrammes des efforts interne.

➤ **Troisième cas :**

Dans notre cas nous avons une poutre sur 3 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

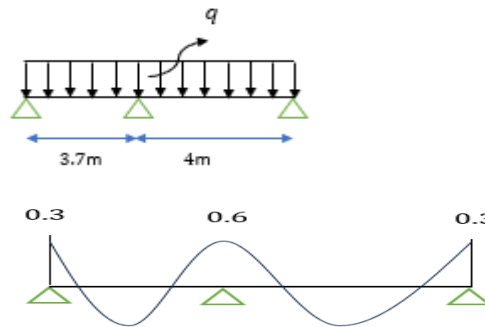


Figure III.14. Schéma statique de la poutre appuyée sur 3 appuis.

Calcul des moments isostatique l'ELU :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{6.0606 \times 3.7^2}{8}$; $M_1 = 10.37 \text{KN.m}$.
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{6.0606 \times 4^2}{8}$; $M_2 = 12.12 \text{KN.m}$.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

- $M_A = 0.3 (M_1)$; $M_A = 0.5 \times 10.37$; $M_A = 5.19 \text{KN.m}$
- $M_B = 0.6 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.5 \times 12.12$; $M_B = 4.85 \text{KN.m}$
- $M_C = 0.3 M_2$; $M_C = 0.3 \times 12.12$; $M_C = 3.69 \text{KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travée :**

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \cdot M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 10.37 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 10.37]) - \frac{5.19 + 4.85}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(10.88 ; 11.10) - \frac{5.19 + 4.85}{2} ; M_{tAB} \geq 6.08 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 10.37}{2} ; M_{tAB} = 6.58 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 6.58 \text{KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \cdot M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_C + M_B}{2}$$

$$M_{tC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 12.12 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 12.12]) - \frac{4.85 + 3.69}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(12.73 ; 12.97) - \frac{4.85+3.69}{2} ; M_{tBC} \geq 8.70KN.m$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tCDB} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 12.12}{2} ; M_{tBC} = 7.70KN.m$$

On prend $M_{tBC} = 8.70KN.m$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u.L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u.L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{2} - \frac{q_u.L_i}{2} \end{cases}$$

• Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u.L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} ; T_A = \frac{6.0606 \times 3.7}{2} + \frac{4.85-5.19}{2} ; T_A = 11.04KN$$

$$T_B = -\frac{q_u.L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} ; T_B = -\frac{6.0606 \times 3.7}{2} + \frac{4.85-5.19}{2} ; T_B = -11.38.KN$$

• Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u.L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} ; T_B = \frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{3.69-4.85}{2} ; T_B = 11.54KN$$

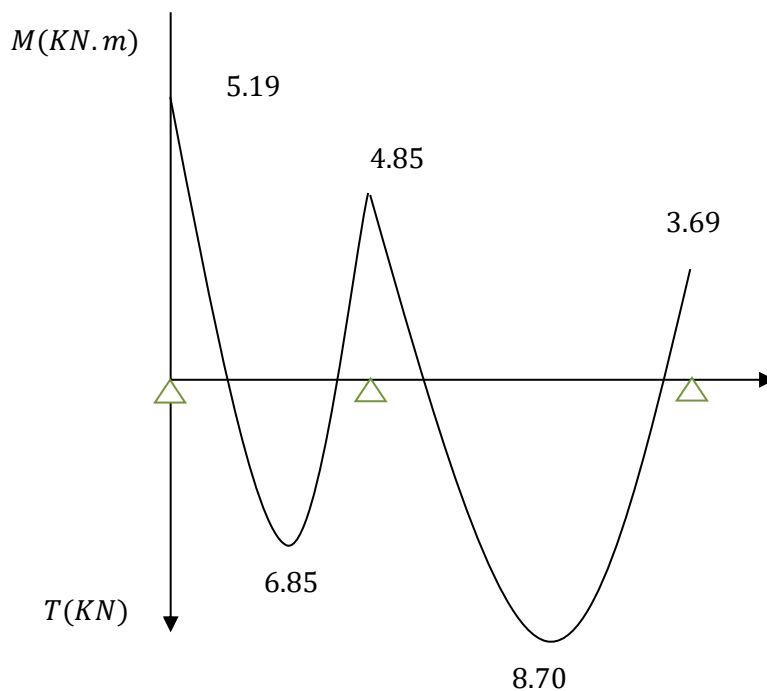
$$T_C = -\frac{q_u.L_{CD}}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} ; T_C = -\frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{3.69-4.85}{2} ; T_C = -12.70KN$$

• Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 5.19KN.m$.

• Le moment max en travée : $M_t^{max} = 8.70KN.m$.

• L'effort tranchant max : $T^{max} = 11.54KN$.

➤ **Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU**



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELU

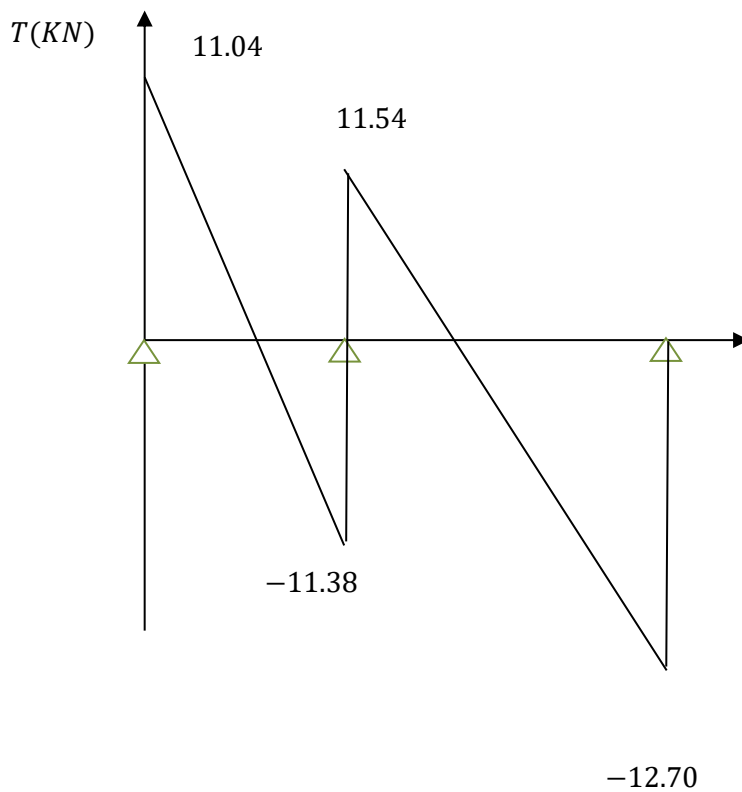


Figure III.15. Diagramme des efforts interne.

➤ Troisième cas :

Dans notre cas nous avons une poutre sur 3 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

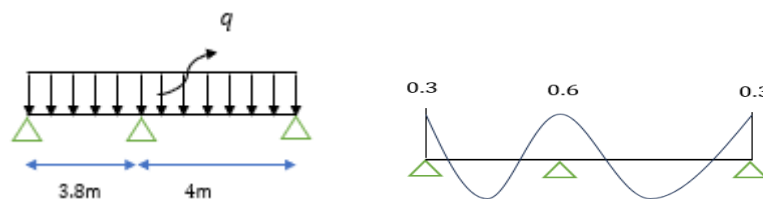


Figure III.16. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 3 appuis.

Calcul des moments isostatique l'ELU :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{6.0606 \times 3.8^2}{8}$; $M_1 = 10.94 \text{KN.m.}$
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{6.0606 \times 4^2}{8}$; $M_2 = 12.12 \text{KN.m.}$

➤ Calcul des moments fléchissant :

Calcul des moments sur appuis :

- $M_A = 0.3M_A$; $M_1 = 0.3 \times 10.94$; $M_A = 3.28 \text{KN.m}$

- $M_B = 0.6 \max(M_1; M_2)$; $M_B = 0.6 \times 12.12$; $M_B = 7.27 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0.3(M_2)$; $M_C = 0.3 \times 12.12$; $M_C = 3.64 \text{ KN.m}$

Calcul des moments en travée :

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \cdot M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 10.94 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 10.94]) - \frac{3.28 + 7.27}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(11.94 ; 11.71) - \frac{3.28 + 7.27}{2} ; M_{tAB} \geq 6.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 10.94}{2} ; M_{tAB} = 6.95 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 6.95 \text{ KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \cdot M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 12.12 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 12.12]) - \frac{7.27 + 3.64}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(12.73 ; 12.97) - \frac{7.27 + 3.64}{2} ; M_{tBC} \geq 7.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 12.12}{2} ; M_{tBC} = 7.70 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 7.70 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1} - M_i}{2} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} ; T_A = \frac{6.0606 \times 3.8}{2} + \frac{7.27 - 3.28}{2} ; T_A = 13.51 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} ; T_B = -\frac{6.0606 \times 3.8}{2} + \frac{7.27 - 3.28}{2} ; T_B = -9.52 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_B = \frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{3.64 - 7.27}{2} ; T_B = 10.31 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_C = -\frac{6.0606 \times 4}{2} + \frac{3.64 - 7.27}{2} ; T_C = -13.94 \text{ KN}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 7.27 \text{ KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 7.70 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 13.51 \text{ KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU

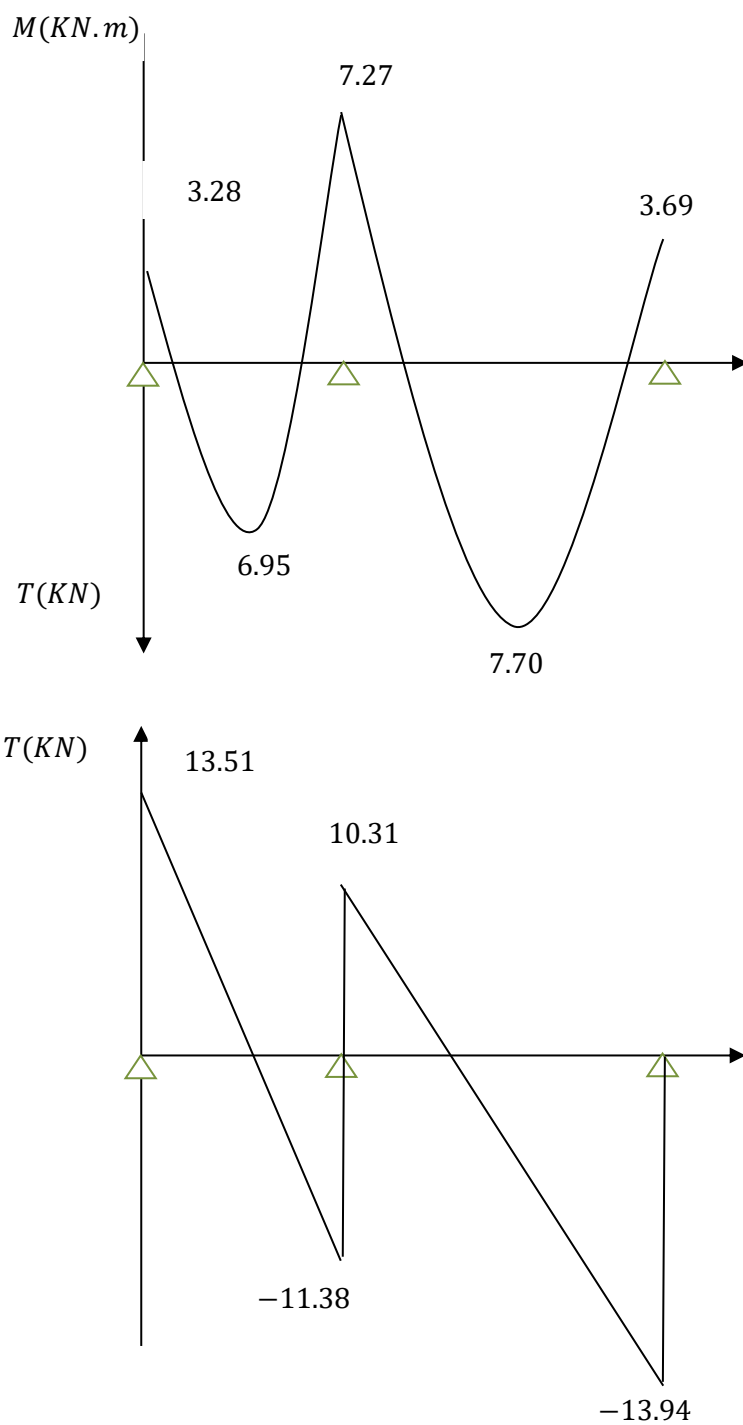


Figure.III.17. Diagramme des efforts interne.

B. Méthode des trois moments

Il s'agit d'un cas spécifique de la méthode de force, qui repose sur l'équilibre des rotations aux points d'appui intermédiaires. En considérant trois appuis successifs dans une poutre continue comme système de base, on décompose ce système au niveau des appuis intermédiaires, ce qui aboutit à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives L_i et L_{i+1} . Chaque travée est étudiée indépendamment.

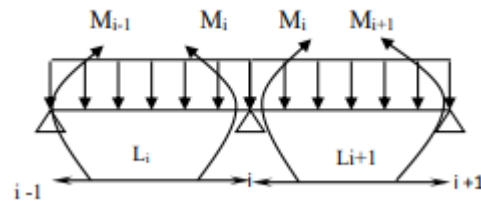


Figure.III.18. Diagramme des moments fléchissant.

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- **Moments aux appuis**

$$M_{i-1} \times l_{i-1} + 2M_i(l_{i-1} + l_i) + M_{i+1} \times l_i = -\left(\frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}\right)$$

- **Moments en travée**

- $M_{(X)} = \mu_{(X)} + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X$. Moment à l'abscisse X de travée

$$\mu_{(X)} = q \frac{L_i}{2} X - q \frac{X^2}{2} \quad ; \quad \mu_{(X)} : \text{Moment de réduction isostatique.}$$

$M_{(X)}$ Prend la valeur maximale quand $T_{(X)} = 0$ c à d :

$$X = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

3. Calcul des efforts tranchants

$$T_{(X)} = \frac{dM_{(X)}}{d(X)} \quad ; \quad T_{(X)} = \frac{ql}{2} - qX + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

$$\text{Pour } X=i : T_{(i)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

$$\text{Pour } X=i+1 : T_{(i+1)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

On effectuera les calculs sur l'étage courant avec $Q = 1 \cdot \frac{5KN}{ml}$; $q_u = 6 \cdot \frac{0606KN}{ml}$.

Calcul à l'ELU

➤ **Moments en appuis :**

Soit une poutre simplement appuyée sur 5 appuis :

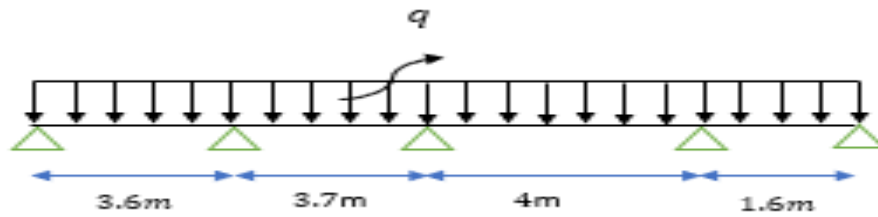


Figure III.19. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 5 appuis.

Pour $i=1$: $7.2M_1 + 3.6M_2 = -70.70$ 1

Pour $i=2$: $3.6M_1 + 14.6M_2 + 3.7M_3 = -147.44$ 2

Pour $i=3$: $3.7M_2 + 15.4M_3 + 4M_4 = -173.72$ 3

Pour $i=4$: $4M_3 + 11.2M_4 + 1.6M_5 = -103.18$ 4

Pour $i=5$: $1.6M_4 + 3.2M_5 = -6.21$ 5

$$\begin{pmatrix} 7.2 & 3.6 & 0 & 0 & 0 \\ 3.6 & 14.6 & 3.7 & 0 & 0 \\ 0 & 3.7 & 15.4 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 4 & 11.2 & 1.6 \\ 0 & 0 & 0 & 1.6 & 3.2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -70.70 \\ -147.44 \\ -173.72 \\ -103.18 \\ -6.21 \end{pmatrix}$$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

NB : La résolution de ce système d'équation a été faite par le logiciel MATLAB

$M_1 = -6.43KN.m$ $M_2 = -6.77KN.m$ $M_3 = -7.06KN.m$

$M_4 = -9.98$ $M_5 = -3.05KN.m$

➤ **Moments corrigés aux appuis**

Exemple :

Moment corrigé à l'appui :

$M_1 - \left(\frac{1}{3}\right) \times M_1 = -6.43 - \left(\left(\frac{1}{3}\right) \times (-6.43)\right)$ $M_{1c} = -4.29KN.m$

$M_1 = -4.29KN.m$ $M_2 = -4.51KN.m$ $M_3 = -4.71KN.m$

$M_4 = -6.65KN.m$ $M_5 = -2.03KN.m$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{1-2} = \frac{ql_{1-2}}{2} X - \frac{qX^2}{2} + M_1 + \left(\frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}} \right) X$$

$$X = \frac{l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{ql_{1-2}} \quad X = \frac{3.6}{2} + \frac{-6.77 + 6.43}{6.0606 \times 3.6} \quad X = 1.86m$$

$$M_{1-2} = \frac{6.0606 \times 3.6}{2} \times 1.63 - \frac{6.0606 \times 1.63^2}{2} + 6.43 + \left(\frac{-6.77 + 6.43}{3.6} \right) \times 1.63$$

Travée	Longueur (m)	X(m)	Moment KN.m
1-2	3.6	1.63	3.15
2-3	3.7	1.85	3.46
3-4	4	1.89	3.64
4-5	1.6	1.51	-3.02

Tableau.III.1. Les moments en travée.

➤ Moments corrigés en travées

Exemple :

Moment corrigé en travée :

$$M_{1-2} + \left(\frac{1}{3} \right) \times M_{1-2} = 3.15 + \frac{1}{3} \times 3.15 \quad M_{1-2c} = 4.20KN.m$$

$$M_{1-2} = 4.20KN.m \quad M_{2-3} = 4.61KN.m \quad M_{3-4} = 5.19KN.m$$

$$M_{4-5} = -4.03KN.m$$

➤ Calcul des efforts tranchants

$$\text{Pour } X=i : T_{(i)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

$$\text{Pour } X=i : T_{(i+1)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

Exemple :

$$\text{Pour } X=i : T_{(i)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i} \quad ; \quad T_i = \frac{6.0606 \times 3.6}{2} + \frac{(-6.77 + 6.43)}{3.6}$$

$$T_i = 10.81KN.m.$$

Pour X=i+1 :

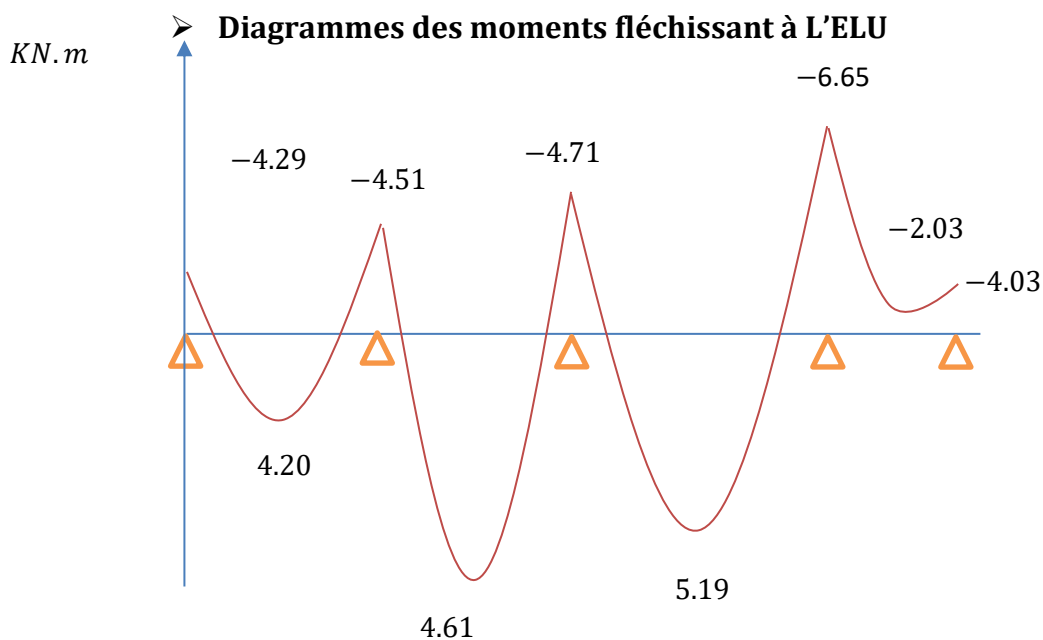
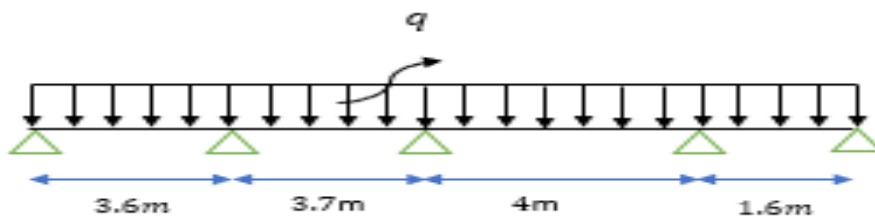
$$T_{(i+1)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i} \quad ; \quad T_{(i+1)} = -\frac{6.0606 \times 3.6}{2} + \frac{(-6.77 + 6.43)}{3.6}$$

$$T_{(i+1)} = -11.00KN.m$$

Travée	M_i KN.m	M_{i+1} KN.m	T_i KN	T_{i+1} KN
1-2	$M_1 = -6.43$	$M_{1-2} = 3.15$	$T_{1-2} = 10.81$	$T_{1-2} = -11.00$
2-3	$M_2 = -6.77$	$M_{2-3} = 3.46$	$T_{2-3} = 11.13$	$T_{2-3} = -11.30$
3-4	$M_3 = -7.06$	$T_{3-4} = 3.64$	$T_{3-4} = 11.39$	$T_{3-4} = -12.85$
4-5	$M_4 = -9.98$	$T_{4-5} = -3.02$	$T_{4-5} = 9.18$	$T_{4-5} = -0.52$
	$M_5 = -3.05$			

Tableau.III.2. Les moments corrigés en travée.

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 6.65KN.m$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 5.15KN.m$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 11.39KN$.



➤ **Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU :**



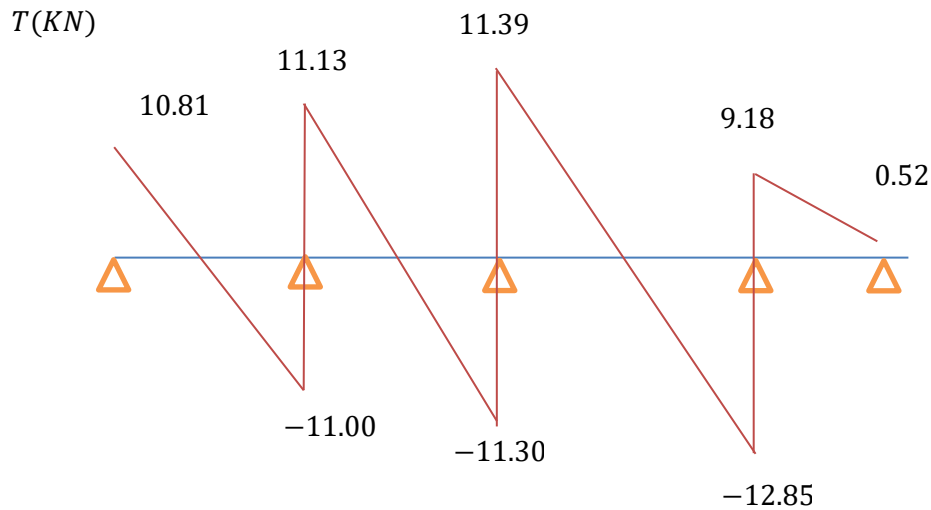


Figure.III.20. Diagramme des efforts interne.

Calcul à l'ELS

➤ **Moments en appuis :**

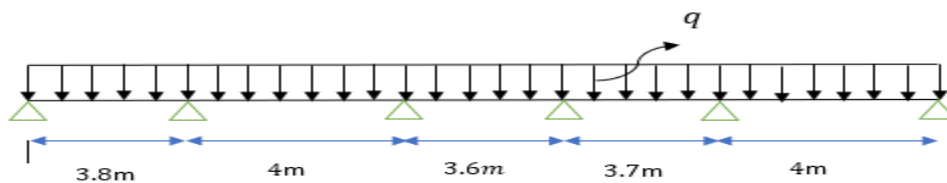
On effectuera les calculs sur l'étage courant avec

$Q = 1.5 \text{ KN/ml} ; q_s = 4.381 \text{ KN/ml} \quad G = 5.24 \text{ KN/ml} ;$

Calcul à l'ELS

➤ **Moments en appuis :**

Soit une poutre simplement appuyée sur 6 appuis :



FigureIII.21. Schéma statique de la poutre à étudier.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec : $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$. $\alpha = \frac{1.5}{5.24+1.5} \quad \alpha = 0.223 ; 0 < \alpha = 0.223 < \frac{2}{3}$

$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.223) = 1.07$

$(1.2 + 0.3\alpha) = (1.2 + 0.3 \times 0.223) = 1.27$

Calcul des moments isostatique l'ELS :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8} ; M_1 = \frac{4.381 \times 3.8^2}{8} ; M_1 = 7.90 \text{ KN.m.}$
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8} ; M_2 = \frac{4.381 \times 4^2}{8} ; M_2 = 8.76 \text{ KN.m.}$
- Travée CD : $M_3 = \frac{qL^2}{8} ; M_3 = \frac{4.381 \times 3.6^2}{8} ; M_3 = 7.10 \text{ KN.m.}$

- Travée DE : $M_4 = \frac{qL^2}{8}$; $M_4 = \frac{4.381 \times 3.7^2}{8}$; $M_4 = 7.50 \text{KN.m}$.
- Travée EF : $M_5 = \frac{qL^2}{8}$; $M_5 = \frac{4.381 \times 4^2}{8}$; $M_5 = 8.76 \text{KN.m}$.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Calcul des moments sur appuis :

- $M_A = 0.3M_1$; $M_1 = 0.3 \times 7.90$; $M_A = 2.37 \text{KN.m}$
- $M_B = 0.5 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.5 \times 8.76$; $M_B = 4.38 \text{KN.m}$
- $M_C = 0.4 \max(M_2 ; M_3)$; $M_C = 0.4 \times 8.76$; $M_C = 3.50 \text{KN.m}$
- $M_D = 0.4 \max(M_3 ; M_4)$; $M_D = 0.4 \times 7.50$; $M_D = 3 \text{KN.m}$
- $M_E = 0.5 \max(M_4 ; M_5)$; $M_E = 0.5 \times 8.76$; $M_E = 4.38 \text{KN.m}$
- $M_F = 0.3M_5$; $M_F = 0.3 \times 8.76$; $M_F = 2.63 \text{KN.m}$

Calcul des moments en travée :

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05.M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 7.90 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.90]) - \frac{2.37 + 4.38}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(8.30 ; 8.45) - \frac{2.37 + 4.38}{2} ; M_{tAB} \geq 5.08 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 7.90}{2} ; M_{tAB} = 5.02 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 5.08 \text{KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05.M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 8.76 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76]) - \frac{4.38 + 3.50}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(9.20 ; 9.37) - \frac{4.38 + 3.50}{2} ; M_{tBC} \geq 5.43 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76}{2} ; M_{tBC} = 5.56 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 5.56 \text{KN.m}$

- Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max(1.05.M_3 ; (1 + 0.3\alpha)M_3) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_3}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \times 7.10 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.10]) - \frac{3.50 + 3}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(7.46 ; 7.60) - \frac{3.50 + 3}{2} ; M_{tCD} \geq 4.35 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tCD} = \frac{(1+0.3 \times 0.223) \times 7.10}{2} ; M_{tCD} = 3.80 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 4.35 \text{KN.m}$

- Travée DE :

$$M_{tDE} \geq \max(1.05.M_4 ; (1 + 0.3\alpha)M_4) - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_4}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(1.05 \times 7.50 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.50]) - \frac{3+4.38}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(7.88 ; 8.03) - \frac{3+4.38}{2} ; M_{tDE} \geq 4.34 \text{KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_4}{2} ; M_{tDE} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 7.50}{2} ; M_{tDE} = 4.76 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tDE} = 4.76 \text{N.m}$

- Travée EF :

$$M_{tEF} \geq \max(1.05.M_5 ; (1 + 0.3\alpha)M_5) - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_5}{2}$$

M(KN.m)

$$M_{tEF} \geq \max(1.05 \times 8.76 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76]) - \frac{4.38+2.63}{2}$$

$$M_{tEF} \geq \max(9.20 ; 9.37) - \frac{4.38+2.63}{2} ; M_{tEF} \geq 5.87 \text{KN.m}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_5}{2} ; M_{tEF} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 8.76}{2} ; M_{tEF} = 5.56 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tEF} = 5.87 \text{KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1} - M_i}{2} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} ; T_A = \frac{4.381 \times 3.8}{2} + \frac{2.37 + 4.38}{2} ; T_A = 11.70 \text{KN} \\ T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} ; T_B = -\frac{4.381 \times 3.8}{2} + \frac{2.37 + 4.38}{2} ; T_B = -4.95 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_B = \frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{4.38 + 3.50}{2} ; T_B = 12.70 \text{KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_C = -\frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{4.38 + 3.50}{2} ; T_C = -4.82 \text{KN}$$

- Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_C = \frac{4.381 \times 3.6}{2} + \frac{3.50 + 3}{2} ; T_C = 11.14 \text{KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_D = -\frac{4.381 \times 3.6}{2} + \frac{3.50 + 3}{2} ; T_D = -4.63 \text{KN}$$

- Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} ; T_D = \frac{4.381 \times 3.7}{2} + \frac{3 + 4.38}{2} ; T_D = 11.80 \text{KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} ; T_E = -\frac{4.381 \times 3.7}{2} + \frac{3 + 4.38}{2} ; T_E = -4.41 \text{KN}$$

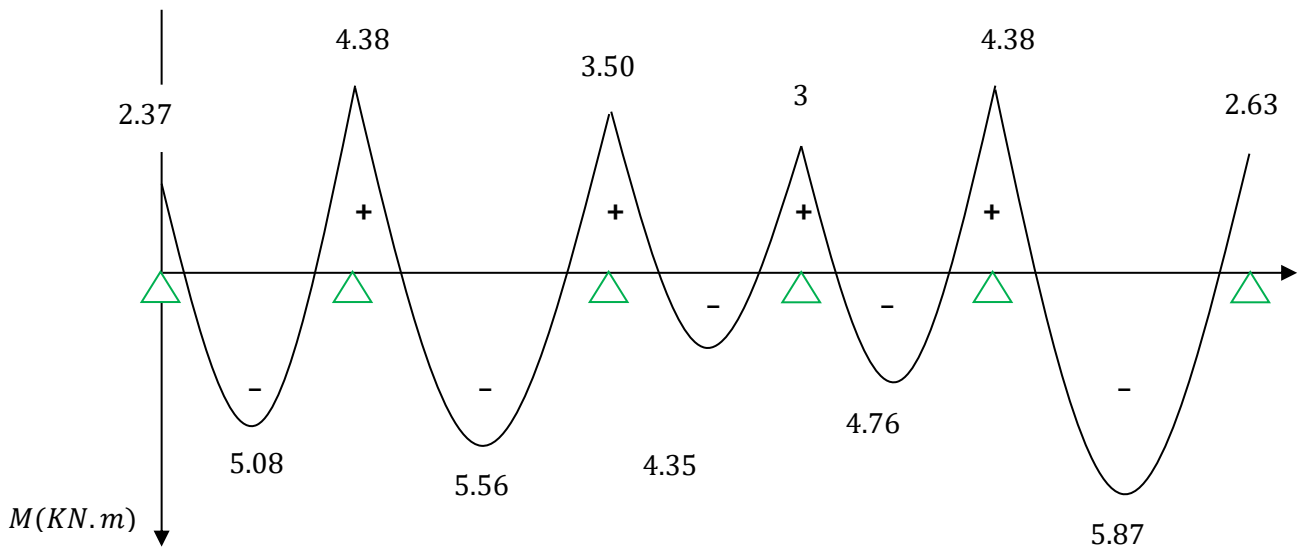
• Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \cdot L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{2} ; T_E = \frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{4.38 - 2.63}{2} ; T_E = 12.27 \text{KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \cdot L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{2} ; T_F = -\frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{4.38 - 2.63}{2} ; T_F = -5.26 \text{KN}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 4.38 \text{KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 5.87 \text{KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 12.70 \text{KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELS

T(KN)

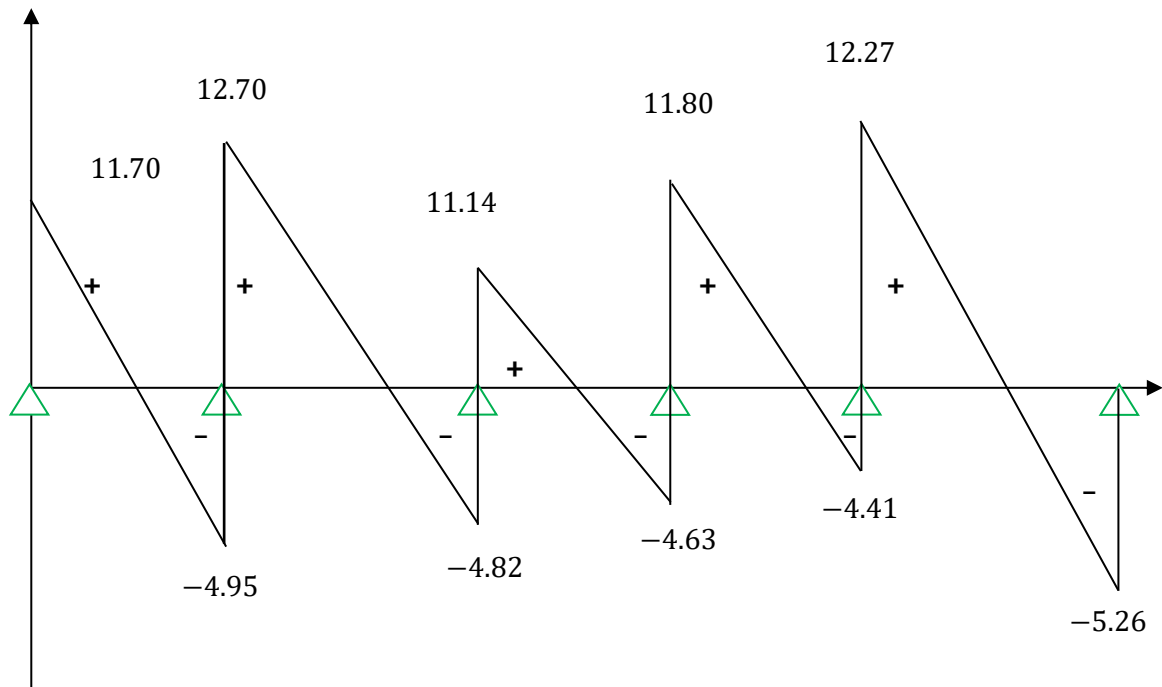
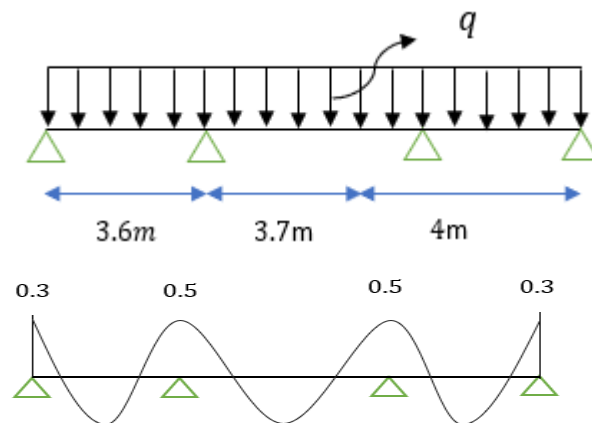


Figure.III.22. Diagramme des efforts interne.

➤ **Deuxième cas :**

Dans notre cas nous avons une poutre sur 4 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :



FigureIII.23. Schéma statique de la poutrelle à étudier.

Calcul des moments isostatique l'ELS :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{4.381 \times 3.6^2}{8}$; $M_1 = 7.19 \text{KN.m.}$
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{4.381 \times 3.7^2}{8}$; $M_2 = 7.50 \text{KN.m.}$
- Travée CD : $M_3 = \frac{qL^2}{8}$; $M_3 = \frac{4.381 \times 4^2}{8}$; $M_3 = 8.76 \text{KN.m.}$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

- $M_A = 0.3M_1$; $M_A = 0.3 \times 7.19$; $M_A = 2.16 \text{KN.m}$
- $M_B = 0.5 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.5 \times 7.50$; $M_B = 3.75 \text{KN.m}$
- $M_C = 0.5 \max(M_2 ; M_3)$; $M_C = 0.5 \times 8.76$; $M_C = 4.38 \text{KN.m}$
- $M_D = 0.3M_3$; $M_D = 0.3 \times 8.76$; $M_D = 2.63 \text{KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travée :**

- *Travée AB :*

$$M_{tB} \geq \max(1.05 \cdot M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 7.19 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.19]) - \frac{2.16 + 3.75}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(7.55 ; 7.70) - \frac{2.16 + 3.75}{2} ; M_{tAB} \geq 4.75 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 7.19}{2} ; M_{tAB} = 4.57 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 4.75 \text{KN.m}$

- *Travée BC :*

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \cdot M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 7.50 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.50]) - \frac{3.75 + 4.38}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(7.88 ; 8.03) - \frac{3.75 + 4.38}{2} ; M_{tBC} \geq 3.97 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_2}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.50}{2} ; M_{tBC} = 4.01 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 4.01 \text{KN.m}$

- *Travée CD :*

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \cdot M_3 ; (1 + 0.3\alpha)M_3) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_3}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \times 8.76 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76]) - \frac{4.38 + 2.63}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(9.20 ; 9.37) - \frac{4.38 + 2.63}{2} ; M_{tCD} \geq 5.87 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tCD} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76}{2} ; M_{tCD} = 5.56 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 5.87 \text{KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{2} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} ; T_A = \frac{4.381 \times 3.6}{2} + \frac{3.75 - 2.16}{2} ; T_A = 8.68 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} ; T_B = -\frac{4.381 \times 3.6}{2} + \frac{3.75 - 2.16}{2} ; T_B = -7.09 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

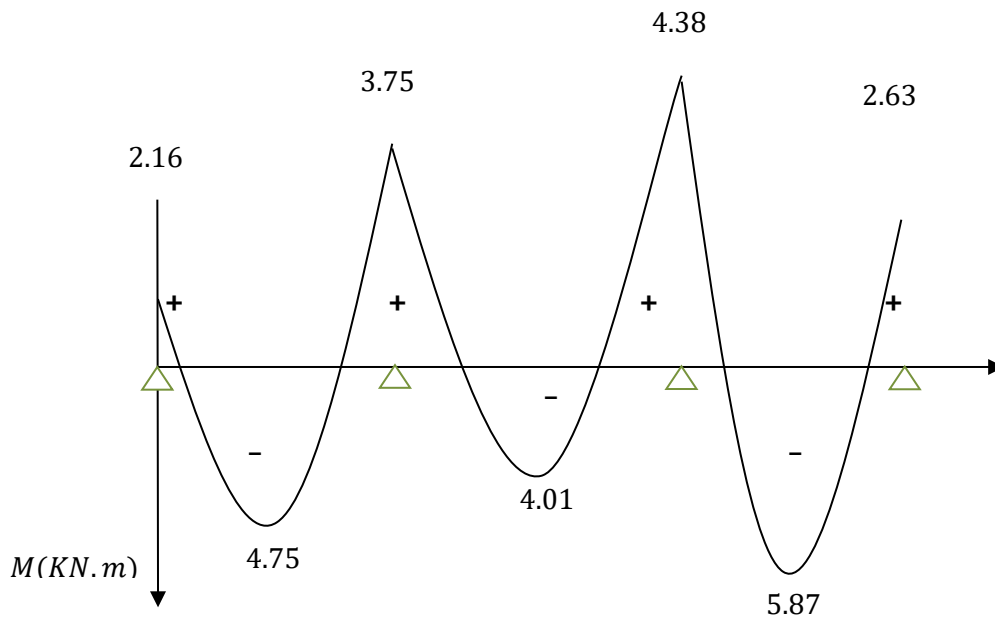
$$\begin{aligned} T_B &= \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_B = \frac{4.381 \times 3.7}{2} + \frac{4.38 - 3.75}{2} ; T_B = 8.42 \text{ KN} \\ T_C &= -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_C = -\frac{4.381 \times 3.7}{2} + \frac{4.38 - 3.75}{2} ; T_C = -7.79 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Travée CD :

$$\begin{aligned} T_C &= \frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_C = \frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{2.63 - 4.38}{2} ; T_C = 7.89 \text{ KN} \\ T_D &= -\frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_D = -\frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{2.63 - 4.38}{2} ; T_D = -9.64 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 4.38 \text{ KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 5.87 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 8.68 \text{ KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELS

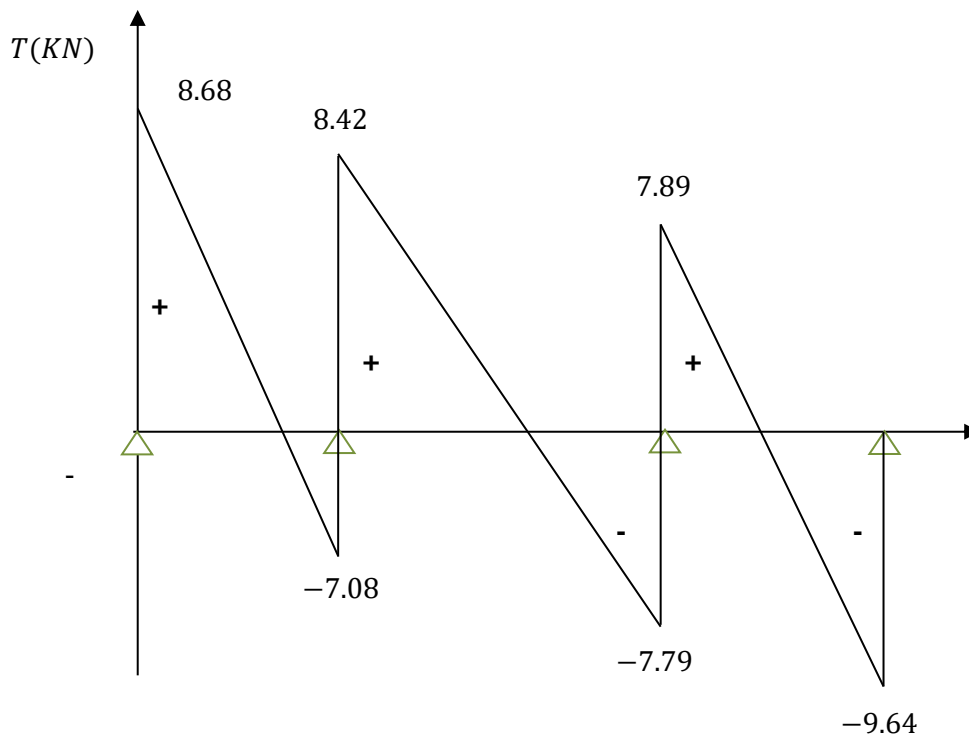


Figure.III.24. Diagramme des efforts interne.

➤ **Troisième cas :**

Dans notre cas nous avons une poutre sur 3 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

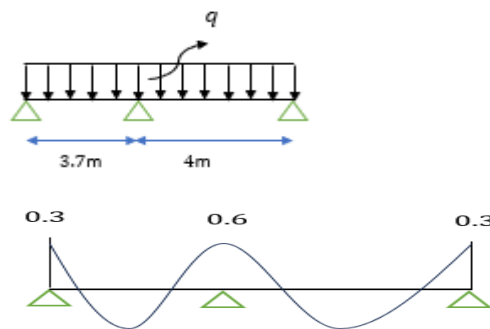


Figure.III.25. Schéma statique de la poutre à étudier.

Calcul des moments isostatique l'ELS :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{4.381 \times 3.7^2}{8}$; $M_1 = 7.50 \text{KN.m}$.
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{4.381 \times 4^2}{8}$; $M_2 = 8.76 \text{KN.m}$.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

- $M_A = 0.3 (M_1)$; $M_A = 0.5 \times 7.50$; $M_A = 3.75 \text{KN.m}$
- $M_B = 0.6 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.5 \times 8.76$; $M_B = 4.38 \text{KN.m}$

- $M_C = 0.3M_2$; $M_C = 0.3 \times 8.76$; $M_C = 2.63 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travée :**

- *Travée AB :*

$$M_{tAB} \geq \max(1.05.M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 7.50 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.50]) - \frac{3.75 + 4.38}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(7.88 ; 8.03) - \frac{3.75 + 4.38}{2} ; M_{tAB} \geq 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.50}{2} ; M_{AB} = 4.01 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 4.01 \text{ KN.m}$

- *Travée BC :*

$$M_{tBC} \geq \max(1.05.M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 8.76 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76]) - \frac{4.38 + 2.63}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(9.20 ; 9.37) - \frac{4.38 + 2.63}{2} ; M_{tBC} \geq 5.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76}{2} ; M_{tBC} = 5.56 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 5.87 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1} - M_i}{2} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

- *Travée AB :*

$$T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} ; T_A = \frac{4.381 \times 3.7}{2} + \frac{4.38 - 3.75}{2} ; T_A = 8.42 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} ; T_B = -\frac{4.381 \times 3.7}{2} + \frac{4.38 - 3.75}{2} ; T_B = -7.79 \text{ KN}$$

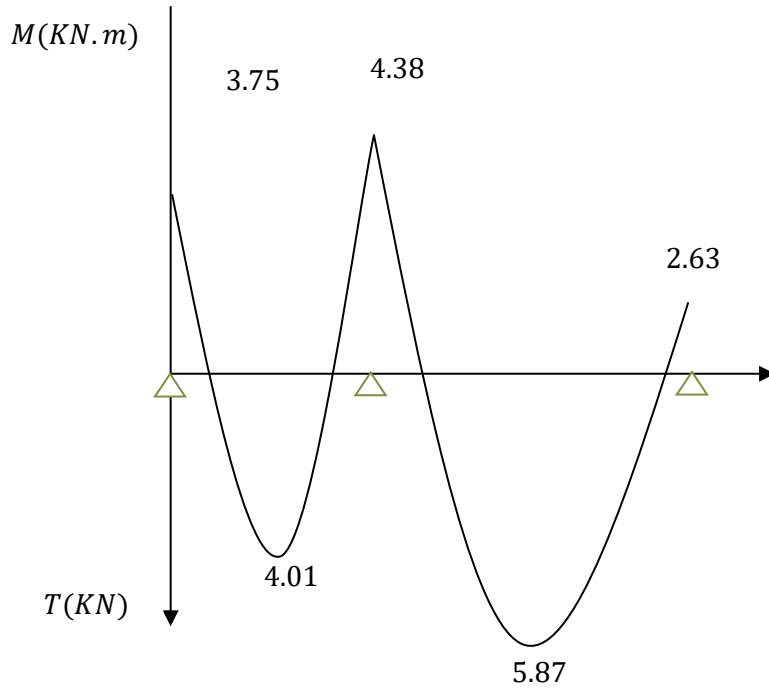
- *Travée BC :*

$$T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_B = \frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{2.63 - 4.38}{2} ; T_B = 7.89 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_C = -\frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{2.63 - 4.38}{2} ; T_C = -9.64 \text{ KN}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 4.38 \text{ KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 5.87 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 8.42 \text{ KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELS

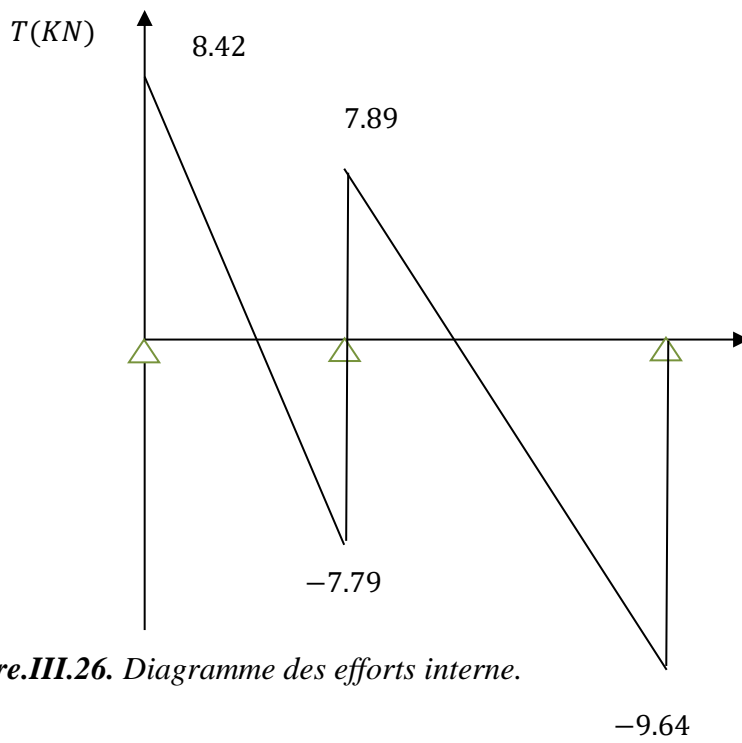


Figure.III.26. Diagramme des efforts interne.

➤ Troisième cas :

Dans notre cas nous avons une poutre sur 3 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

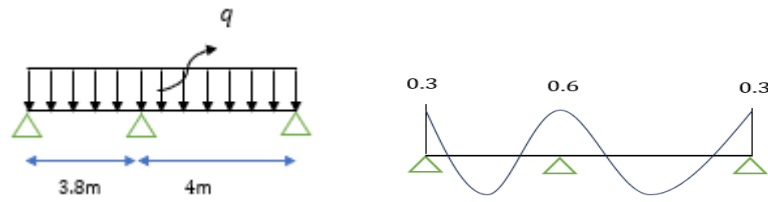


Figure III.27. Schéma statique de la poutre à étudier.

Calcul des moments isostatique l'ELS :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{4.381 \times 3.8^2}{8}$; $M_1 = 7.90 \text{ KN.m}$.
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{4.381 \times 4^2}{8}$; $M_2 = 8.76 \text{ KN.m}$.

➤ Calcul des moments fléchissant :

Calcul des moments sur appuis :

- $M_A = 0.3M_1$; $M_A = 0.3 \times 7.90$; $M_A = 2.37 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0.6 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.6 \times 8.76$; $M_B = 5.26 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0.3(M_2)$; $M_C = 0.3 \times 8.76$; $M_C = 2.63 \text{ N.m}$

Calcul des moments en travée :

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05.M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 7.90 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.90]) - \frac{2.37 + 5.26}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(7.30 ; 8.45) - \frac{2.37 + 5.26}{2} ; M_{tAB} \geq 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 7.90}{2} ; M_{tAB} = 5.02 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 5.02 \text{ KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05.M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 8.76 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76]) - \frac{5.26 + 2.63}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(9.20 ; 9.37) - \frac{5.26 + 2.63}{2} ; M_{tBC} \geq 5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 8.76}{2} ; M_{tBC} = 5.56 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 5.56 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

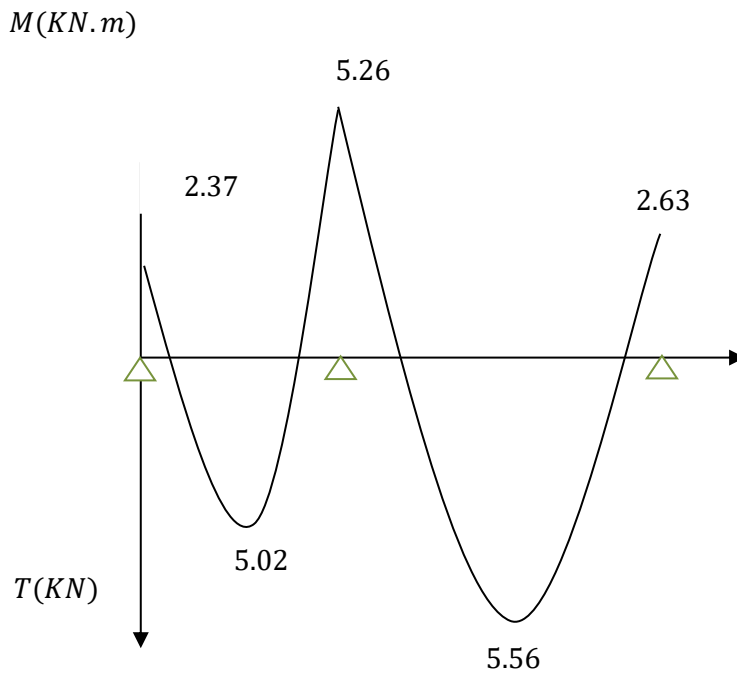
$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} ; T_A = \frac{4.381 \times 3.8}{2} + \frac{5.26 - 2.37}{2} ; T_A = 9.77 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} ; T_B = -\frac{4.381 \times 3.8}{2} + \frac{5.26 - 2.63}{2} ; T_B = -7.01 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} ; T_B = \frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{2.63 - 5.26}{2} ; T_B = 7.45 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} ; T_C = -\frac{4.381 \times 4}{2} + \frac{2.63 - 5.26}{2} ; T_C = -10.08 \text{ KN} \end{cases}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 5.26 \text{ KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 5.56 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 9.77 \text{ KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELS

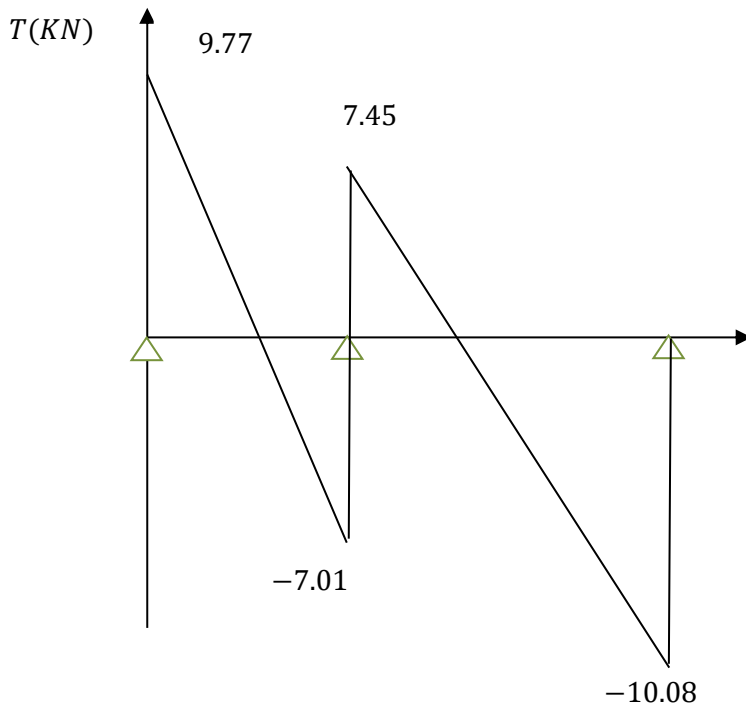


Figure.III.28. Diagramme des efforts interne.

Calcul à l'ELS

➤ Moments en appuis

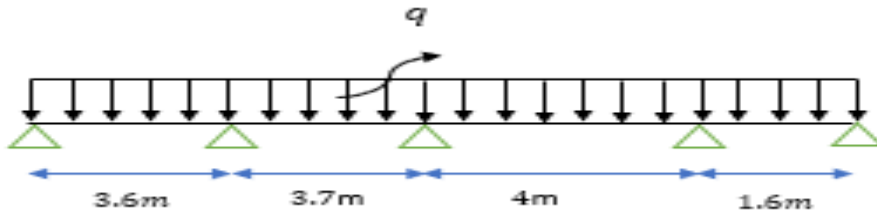


Figure III.29 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 5 appuis à l'ELS

On effectuera les calculs sur l'étage courant avec : $q_s = 4.381 \text{ KN/ml}$

Pour $i=1$: $7.2M_1 + 3.6M_2 = -51.10 \dots \dots \dots 1$

Pour $i=2$: $3.6M_1 + 14.6M_2 + 3.7M_3 = -106.58 \dots \dots \dots 2$

Pour $i=3$: $3.7M_2 + 15.4M_3 + 4M_4 = -125.58 \dots \dots \dots 3$

Pour $i=3$: $4M_3 + 11.2M_4 + 1.6M_5 = -74.59 \dots \dots \dots 4$

Pour $i=5$: $1.6M_4 + 3.2M_5 = -4.49 \dots \dots \dots 5$

$$\begin{pmatrix} 7.2 & 3.6 & 0 & 0 & 0 \\ 3.6 & 14.6 & 3.7 & 0 & 0 \\ 0 & 3.7 & 15.4 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 4 & 11.2 & 1.6 \\ 0 & 0 & 0 & 1.6 & 3.2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -51.10 \\ -106.58 \\ -125.58 \\ -74.59 \\ -4.49 \end{pmatrix}$$

➤ La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

NB : La résolution de ce système d'équation a été faite par le logiciel MATLAB

$$M_1 = -4.77KN.m \quad M_2 = -4.65KN.m \quad M_3 = -5.81KN.m$$

$$M_4 = -4.72KN.m \quad M_5 = -0.95KN.m$$

➤ **Moments corrigés aux appuis**

Exemple :

Moment corrigé à l'appui :

$$M_1 \times (1/3) + M_1 = -4.77 - ((1/3) \times (-4.77)) ; M_{1c} = -3.18KN.m$$

$$M_1 = -3.18KN.m \quad M_2 = -3.1KN.m \quad M_3 = -3.87KN.m$$

$$M_4 = -3.14KN.m \quad M_5 = -0.63KN.m$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{1-2} = \frac{ql_{1-2}}{2} X - \frac{qX^2}{2} + M_1 + \left(\frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}} \right) X$$

$$X = \frac{l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{ql_{1-2}} \quad X = \frac{3.6}{2} + \frac{-4.65 + 4.77}{4.381 \times 3.6} \quad X = 1.80m$$

Travée	Longueur (m)	X(m)	Moment KN.m
1-2	3.6	1.80	2.39
2-3	3.7	1.79	2.27
3-4	4	2.06	3.50
4-5	1.6	1.33	-0.80

Tableau.III.3. Les moments en travée.

➤ **Moments corrigés en travées**

Exemple :

Moment corrigé en travée :

$$M_{1-2} \times (1/3) + M_{1-2} = 2.39 \times \frac{1}{3} + 2.39 \quad M_{1-2c} = 3.19KN.m$$

$$M_{1-2} = 3.19KN.m \quad M_{2-3} = 3.03KN.m \quad M_{3-4} = 4.67KN.m$$

$$M_{4-5} = -1.07KN.m$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$\text{Pour } X=i : T_{(i)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i}$$

$$\text{Pour } X=i : T_{(i+1)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i}$$

Exemple :

Pour X=i :

$$T_{(i)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i} ; T_i = \frac{4.381 \times 3.6}{2} + \frac{(-4.65+4.77)}{3.6} ; T_i = 7.92KN.m.$$

Pour X=i+1 :

$$T_{(i+1)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i} ; T_{(i+1)} = -\frac{4.381 \times 3.6}{2} + \frac{(-4.65+4.77)}{3.6}$$

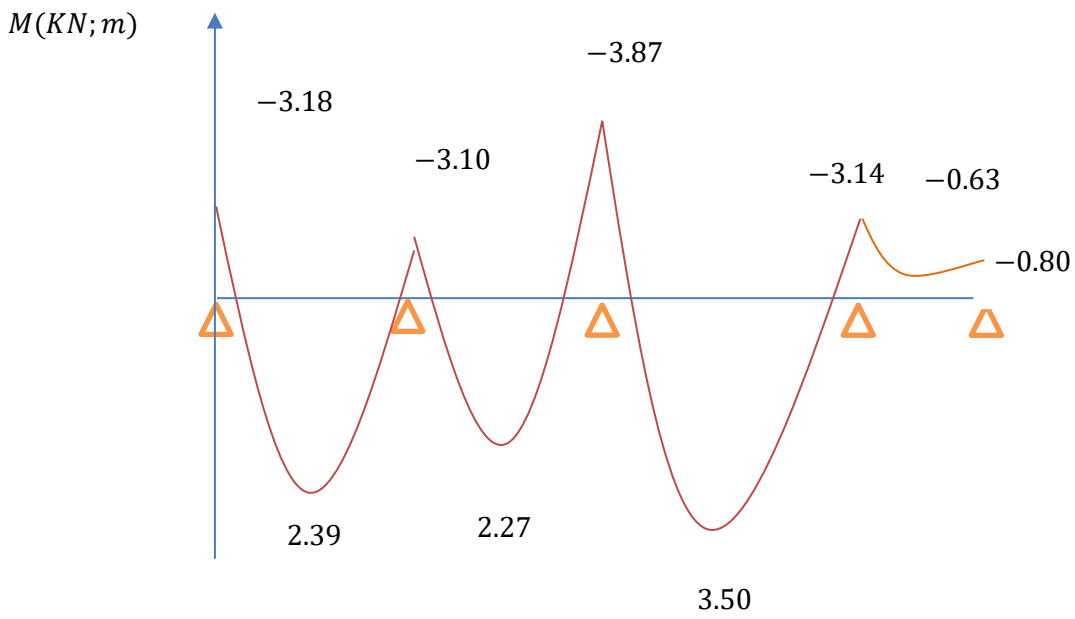
$$T_{(i+1)} = -7.85KN.m$$

Travée	M_i KN.m	M_{i+1} KN.m	T_i KN	T_{i+1} KN
1-2	$M_1 = -4.77$	$M_{1-2} = 2.39$	$T_{1-2} = 7.92$	$T_{1-2} = -7.85$
2-3	$M_2 = -4.65$	$M_{2-3} = 2.27$	$T_{2-3} = 7.79$	$T_{2-3} = -5.28$
3-4	$M_3 = -5.81$	$T_{3-4} = 3.50$	$T_{3-4} = 9.03$	$T_{3-4} = -8.49$
4-5	$M_4 = -4.72$	$T_{4-5} = 0.80$	$T_{4-5} = 5.86$	$T_{4-5} = -1.15$
	$M_5 = -0.95$			

Tableau.III.4. Les moments corrigés en travée.

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 3.87KN.m.$
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 4.67KN.m.$
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 9.03KN.$

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELS

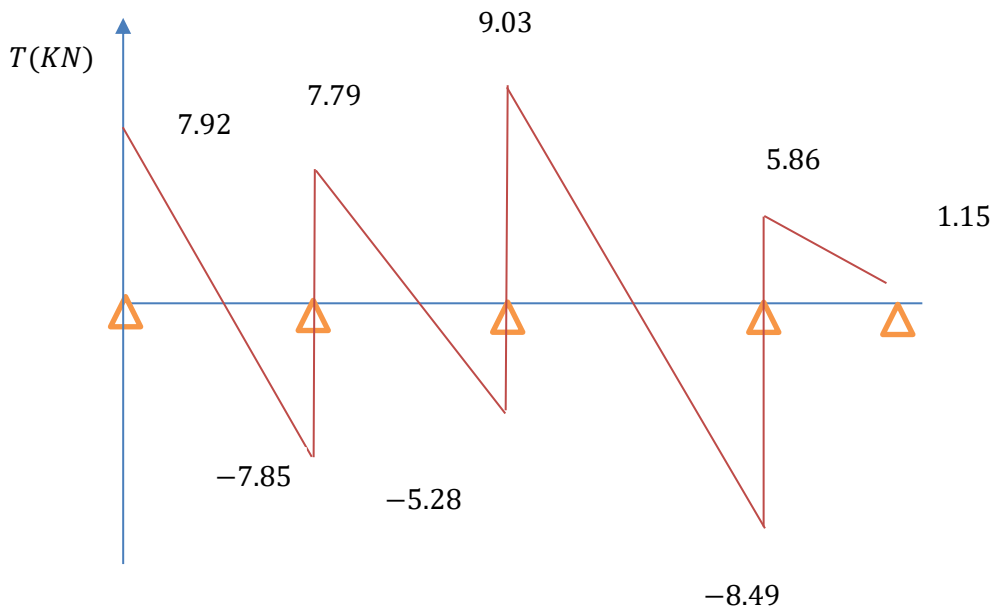


Figure.III.30. Diagramme des efforts interne.

3. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

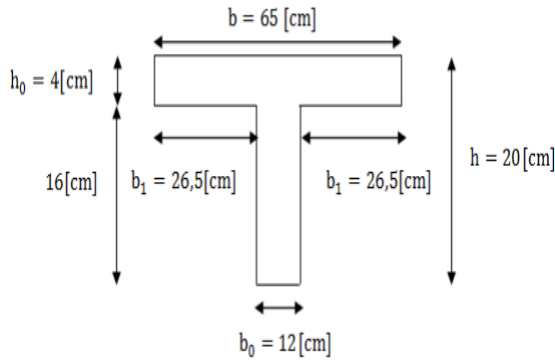


Figure III. 31. Schéma de la table de compression.

Calcul des armatures longitudinales

- **En travée**

Le moment max en travée : $M_{max}^t = 8.70KN.m$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_{max}^t > M_0$A. N est dans la nervure.

Si : $M_{max}^t < M_0$A. N est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 ; M_0 = 59.072KN.m$$

$$M_{max}^t = 8.70KN.m < M_0 = 59.072KN.m$$

L'axe neutre est dans la table de compression. Le calcul se fera pour

=une section rectangulaire($b \times h$) :

$$\mu_u = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bu}} ; \mu_u = \frac{8.70 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} \quad \mu_u = 0.029$$

$$\mu_u = 0.029 < \mu_l = 0.392...La section est simplement armé SSA. Asc = 0$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

$$\mu_u = 0.029 \quad ; \quad \beta = 0.985$$

$$A_{St} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{St}} ; A_{St} = \frac{8.70 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} \quad ; A_{St} = 1.41cm^2$$

On adopte : $A_{St} = 3HA10 = 1.51cm^2$.

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis : $M_{max}^a = 7.27 \text{KN.m}$

Moment réduit :

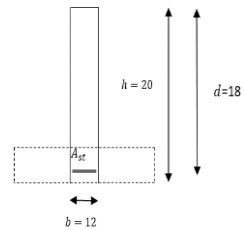
$$\mu_u = \frac{M_{max}^a}{bd^2f_{bu}} ; \mu_u = \frac{7.27 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} ; \mu_u = 0.132$$

$\mu_u = 0.131 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée SSA. Asc = 0

$\mu_u = 0.131$ Par interpolation $\beta = 0.929$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{7.27 \times 10^3}{0.929 \times 18 \times 348} ; A_{st} = 1.24 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 2HA8 = 1.57 \text{cm}^2$.



- **Conclusion**

On adopte le ferrailage suivant :

- En travée : 3HA 8

- Aux appuis : 2 HA 10

Calcul des armatures transversales

D'après l'article A.7.2.12. BAEL 91, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \left(\frac{h}{35} \phi_l \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_l = \min \left(\frac{20}{35} ; 0.8 ; \frac{12}{10} \right) = \min(0.57 ; 0.8 ; 1.2) \text{cm}$$

$\phi_t = 5.7 \text{mm} \cong \phi_t = 8 \text{mm}$.

On opte pour un étrier en ϕ_8 :

$$A_t = \frac{2\pi\phi^2}{4} = 1.00 \text{cm}^2$$

On prend : $A_t = 3HA8$.

Espacement des armatures transversales (Art. A.5.1,22. BAEL 91)

$$S_t = \min(0.9d ; 40) \text{cm}$$

$$S_t = \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{cm}) = \min(16.2 ; 40) \text{cm}$$

un espacement : $S_t = 15 \text{cm}$.

III.3. Vérification

Vérification à L'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

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

Avec :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} ; A_{min} = 0.26cm^2.$$

En travée :

$$A_{min} = 0.26cm^2 < A_{st} = 1.51cm^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{min} = 0.26cm^2 < A_{st} = 1.57cm^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min} , donc la section est vérifiée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art .5.211. BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) \end{cases}$$

$$T_u^{max} = 14.83KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{14.83}{12 \times 18} \times 10 ; \tau_u = 0.69MPa.$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) ; \text{Avec : } \gamma_b = 1.15$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.15} ; 5MPa\right) ; \bar{\tau}_u = \min(4.35 ; 5)MPa. \bar{\tau}_u = 4.35MPa$$

$$\tau_u = 0.69MPa < \bar{\tau}_u = 4.35MPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.5.211. BAEL 91 modifiée99)

$$\tau_e < \bar{\tau}_e$$

$$\begin{cases} \tau_e = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \\ \bar{\tau}_e = \psi_s \times f_{t28} \end{cases}$$

Avec :

U_i : Périmètre utile de la barre(i).

ψ_s : Coefficient de scellement. ($\psi_s = 1.5$ acier haute adhérence)

V_u : Effort tranchant maximal.

$$\sum U_i = n\pi\phi ; \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 8 ; \sum U_i = 75.36\text{cm.}$$

$$\tau_e = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} ; \tau_e = \frac{14.83 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} ; \tau_e = 1.21\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_e = \psi_s \times f_{t28} ; \bar{\tau}_e = 1.5 \times 2.1 ; \bar{\tau}_e = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_e = 1.21\text{MPa} < \bar{\tau}_e = 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

1. Longueur de scellement

La longueur de scellement droit d'après les règles **BAEL91** :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} ; \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 ; \tau_{su} = 2.835\text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} ; L_s = 28.22\text{cm.}$$

Les règles de (**Art.A6.1 BAEL 91**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet $L_c = 0.4 \times L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 \times 28.22 ; L_c = 11.29\text{cm.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_{max}^a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \times \left(14.83 - \frac{7.27}{0.9 \times 0.18} \right) ; -0.86 < 0.$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton (**Art A.1.313/BAEL91 modifiée99**).

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d ; a = 0.9 \times 18 ; a = 16.2\text{cm.}$$

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 16.2 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6$$

$$T_{max} = 14.83KN < 129.6KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**3. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires
(BAEL91/Art A.5.1, 322)**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc}^{max} = \frac{T_{max}}{b_0 a} & ; a = 0.9 \cdot d \\ \bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{14.83 \times 10^3}{120 \times 162} & ; \sigma_{bc}^{max} = 0.76MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} & ; \bar{\sigma}_{bc} = 21.67MPa.$$

$$\sigma_{bc}^{max} = 0.76MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 21.67MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à L'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

1. État limite de compression de béton (Art A.4.5,2. BAEL91)

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} & \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

En travée

On a : $M_t^{max} = 5.87KN.m.$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} & ; A_{st} = 1.57cm^2 & ; \rho_1 = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} & ; \rho_1 = 0.699 & \begin{cases} \beta_1 = 0.878 \\ K_1 = 25.89 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} & ; \sigma_{st} = \frac{5.87 \times 10^3}{0.878 \times 18 \times 1.51} & ; \sigma_{st} = 245.98MPa.$$

$$\sigma_{st} = 245.98 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{245.98}{25.89} ; \sigma_{bc} = 9.50 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9.50 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$\text{On a : } M_a^{\max} = 5.26 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; A_{st} = 1.57 \text{cm}^2 ; \rho_1 = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} ; \rho_1 = 0.699 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.878 \\ K_1 = 25.89 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{5.26 \times 10^3}{0.878 \times 18 \times 1.57} ; \sigma_{st} = 220.42 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 220.42 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{220.42}{25.89} ; \sigma_{bc} = 8.51 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8.51 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91)

3. État limite de déformation : (Art B.6.8, 424 BAEL 91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} = \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section (24cm).

L : Portée libre maximale $L = 4m$.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A_s : Section des armatures.

b_0 : Largeur de la nervure.

d : Hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{20}{400} \geq \frac{1}{22.5} ; 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} ; M_t^{max} = 5.87 \text{KN.m} ; M_a^{max} = 5.26 \text{KN.m} ; \frac{20}{400} \geq \frac{5.87}{15 \times 5.26}$$

$$0.07 \geq 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} ; \frac{1.57}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} ; 0.006 < 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Armatures longitudinales

On adopte le ferrailage suivant :

- En travée : 2 HA 10

- Aux appuis : 2 HA 10

Armatures transversales

$$A_t = 3HA8 ; S_t = 15 \text{cm}$$

III.3. Escaliers

Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches échelonnées, qui permettent le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers et qui est constituée de 2 volées. Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Dans ce cas-là, on a pris seulement un cas permet les autres qui existent

III.3.1 Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques

- **La marche** : est la partie qui reçoit les pieds horizontalement ; sa forme en plan peut être (rectangulaire, trapézoïdale, arrondie).
- **La contremarche** : est la partie verticale entre deux marches, appelée nez de marche, y est parfois en saillie contre la marche.
- **Hauteur de la contremarche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont $h = 13$ à 17 cm , jusqu'à $22,5\text{ cm}$ pour les escaliers.
- **Le giron (g)** : est la distance entre deux pas consécutifs placés sur des marches différentes. Si l'on veut éviter de se sentir fatigué en montant un escalier, il faut suivre ce qu'on appelle la formule BLONDEL qui dit : $2h + g = 59$ à 66 .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées.
- **L'embranchement** : représente la largeur utile de chaque marche (la marche).
 n : Nombre de contre marches.
 m : Nombre de marches.
- **Échappée** : hauteur libre de passage sous un obstacle. 2 m en minimum de la face supérieure du nez d'une marche d'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.
- **Reculement (développement)** : est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.

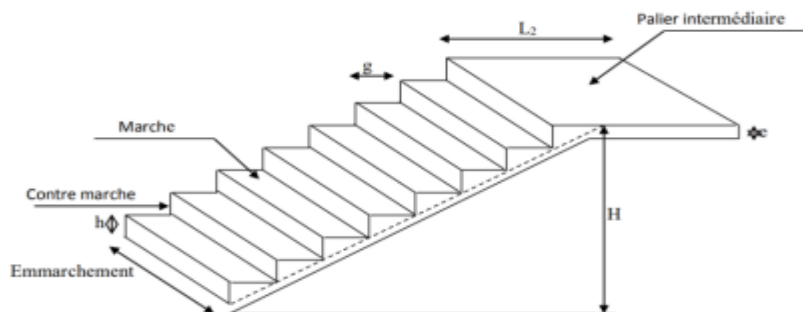


Figure III. 32. Coupe verticale de l'escalier.

III.3.2. Dimensionnement

III. 3.2.1. Pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

n : Le nombre des marches. $n = \frac{H}{h}$.

Figure III. 33. Schéma statique de l'escalier.

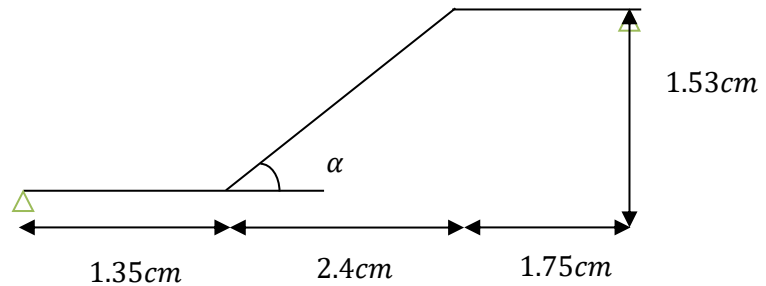
m : Nombre de marche. $m = n - 1$.

H : La hauteur d'étage. $H = 3.06m$.

h : La hauteur de la marche.

g : Le giron.

e_p L'épaisseur de la paillasse.



Le pré dimensionnement des marches et contre marches doit satisfaire la relation de BLONDEL : $59cm \leq g + 2h \leq 66cm$.

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes (en cm) sont :

- **La hauteur du contre marche h** : $14cm \leq h \leq 20cm$. On adopte : **h = 17cm**.
- **g** : Le giron $22cm \leq g \leq 34cm$.
- **n** : Le nombre des marches. $n = \frac{H}{h}$; $n = \frac{306}{17}$ **n = 18**.

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques.

- **Contre marches pour tous les volets** : $n = \frac{153}{17}$; **n = 9 contre marche**.
- **Nombre de marche** : $m = n - 1$; $m = 9 - 1$; **m = 8 marche**.
- **Calcule le giron** :

Le giron **g** est donné par la formule suivante : $g = \frac{L}{n-1}$.

- **Longueur de la ligne de Volée** : **L = 2.40m**

On a $L = 2.40m$; $g = \frac{2.40}{8}$; $g = 0.3m$; **g = 30cm**.

- **L'emmarchement** : **E = 152cm**.
- **Vérification selon la loi de BLONDEL**

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$; $59cm \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66cm$

$59cm \leq 64cm \leq 66cm$ **Condition vérifié.**

La relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

III. 3.2.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

D'après le *BAEL 91 modifiée 99*. La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : Longueur totale entre nus d'appuis : $L = L_1 + L_2$; $L = 2.7 + 1.65$; $L = 4.35m$.

$$\frac{435}{30} \leq e_p \leq \frac{435}{20} ; 14.2cm \leq e_p \leq 21.75cm. \quad e_p = 20cm.$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} ; \operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{240} ; \operatorname{tg} \alpha = 32.52^\circ \quad \cos \alpha = \cos 32.52 = 0.843204$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} ; L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} ; L' = \frac{240}{0.843204} \quad L' = 284.629cm.$$

III.3.3. Détermination des sollicitations de calcul

➤ La volée :

N°	Éléments	Épaisseur (cm)	Poids KN/m ²
1	Poids propre des marches	17	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
2	Poids propre de la paillasse	20	$\frac{\rho \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.2}{\cos 32.52} = 5.93$
3	Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
4	Mortier de pose	2	$20 \times 0.02 = 0.40$
5	Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
6	Garde-corps	/	0.30
7	Enduit de ciment	1.5	$18 \times 0.015 = 0.27$
			G=9.825

Tableau III.5. Charge permanente de la volée

➤ Le palier

N°	Éléments	Épaisseur en (cm)	Poids propre KN/m ²
1	Palier	20	$25 \times 0.2 = 5$
2	Mortier de pose	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
3	Carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
4	Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
			G = 6,24

Tableau III.6. Charge permanente du palier.

III.3.4. Les surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donnée par le *DTR B.C.2.2* est : $Q = 2.5\text{KN/m}^2$.

Combinaison des charges :

À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Volée : $q_u^v = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v$; $q_u^v = 1.35 \times 9.825 + 1.5 \times 2.5$

$q_u^v = 17.01 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_u^p = 1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p$; $q_u^p = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2$; $q_u^p = 12.174\text{KN/m}$.

À l'ELS : $q_s = G + Q$

Volée : $q_s^v = G_v + Q_v$; $q_s^v = 9.825 + 2.5$; $q_s^v = 12.33\text{KN/m}$.

Palier : $q_s^p = G_p + Q_p$; $q_s^p = 6.34 + 2.5$; $q_s^p = 8.74\text{KN/m}$.

➤ **Calcul des efforts internes :**

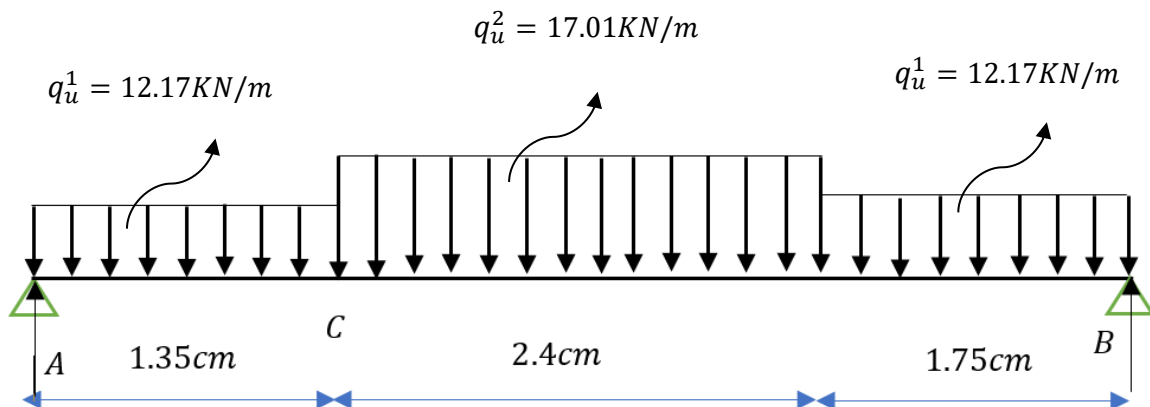


Figure III.34. Schéma de chargement à l'ELU.

✓ **Réactions d'appuis :**

$$\sum \frac{F}{yy} = 0$$

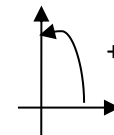
$$R_A + R_B = q_u^2 \times 2.4 + q_u^1 \times 1.83 + q_u^1 \times 1.6$$

$$R_A + R_B = 17.01 \times 2,4 + 12.174 \times 1,75 + 12.174 \times 1.35$$

$$R_A + R_B = 78.56$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0$$

$$R_B \times 5.5 - q_u^2 \times 2.4 \times 2.55 - q_u^1 \times 1.75 \times 4.63 - q_u^1 \times \frac{1.35^2}{2}$$



$$R_B \times 5.5 = 17.01 \times 2.4 \times 2.55 + 12.174 \times 1.75 \times 4.63 + 12.174 \times \frac{1.35^2}{2}$$

$$R_B \times 5.5 = 216.45 ; R_B = 39.36KN$$

$$R_A + R_B = 78.56 ; R_A = 78.56 - R_B ; R_A = 78.56 - 39.56$$

$$R_A = 39.2KN.$$

✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.35m$

$$T_y = R_A - q_u^1 X$$

$$T_y = 39.2 - 12.174 X$$

$$T_y = \begin{cases} x = 0 ; T_Y(0) = 39.2KN \\ x = 1.35 ; T_Y(1.35) = 22.77KN \end{cases}$$

$$M_Z = R_A \times x - q_u^1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_Z = 39.2x - 12.174 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_Z = -6.087x^2 + 39.2x$$

$$\begin{cases} x = 0 ; M_Z(0) = 0KN.m. \\ x = 1.35 ; M_Z(1.35) = 41.84KN.m. \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1.35 \leq x \leq 3.75m$

$$T_Y = R_A - q_u^1 \times 1.35 - q_u^2(X - 1.35)$$

$$T_Y = 22.77 - 17.01(X - 1.35)$$

$$T_Y = \begin{cases} X = 1.35 ; T_Y(0) = 22.77KN \\ X = 3.75 ; T_Y(3.75) = -18.05KN \end{cases}$$

$$M_Z = 39.2 \times X - 12.174 \times 1.35 \times (X - 0.68) - 17.01 \times \frac{(X-1.35)^2}{2}$$

$$M_Z = \begin{cases} x = 1.35 ; M_Z(1.6) = 41.91KN.m \\ x = 3.75 ; M_Z(3.75) = 47.56KN.m \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.75m$

$$T_y = -R_B + q_u^1 X$$

$$T_y = -39.36 + 12.174 X$$

$$T_y = \begin{cases} x = 0 ; T_Y(0) = -39.36KN \\ x = 1.75 ; T_Y(1.75) = -18.06KN \end{cases}$$

$$M_Z = R_B \times x - q_u^1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_Z = 39.36x - 12.174 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_Z = -6.087x^2 + 39.36x$$

$$\begin{cases} x = 0 ; M_Z(0) = 0KN.m. \\ x = 1.83 ; M_Z(1.83) = 47.56KN.m. \end{cases}$$

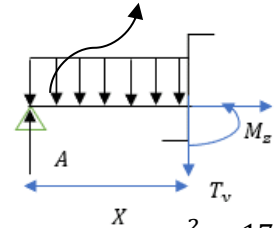
✓ Calcul de M_{max} :

$$\frac{dM_Z(x)}{dx} = T_Y$$

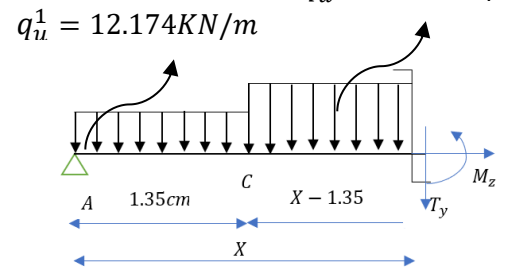
Donc :

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M_Z^{Max}$$

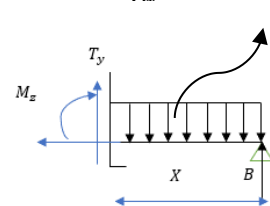
$$q_u^1 = 12.174KN/m$$



$$q_u^2 = 17.01KN/m$$



$$q_u^1 = 12.174KN/m$$



$$T_Y = 39.2 - 12.174 \times 1.35 - 17.01(X - 1.35)$$

$$22.77 - 17.01X = 0 ; X = 1.33m$$

$$M_Z = 39.2 \times X - 12.174 \times 1.35 \times (X - 0.68) - 17.01 \times \frac{(X-1.6)^2}{2}$$

$$M_Z = 39.2 \times 1.33 - 12.174 \times 1.35 \times (1.33 - 0.68) - 17.01 \times \frac{(1.33-1.35)^2}{2}$$

$$M_Z = 41.45 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

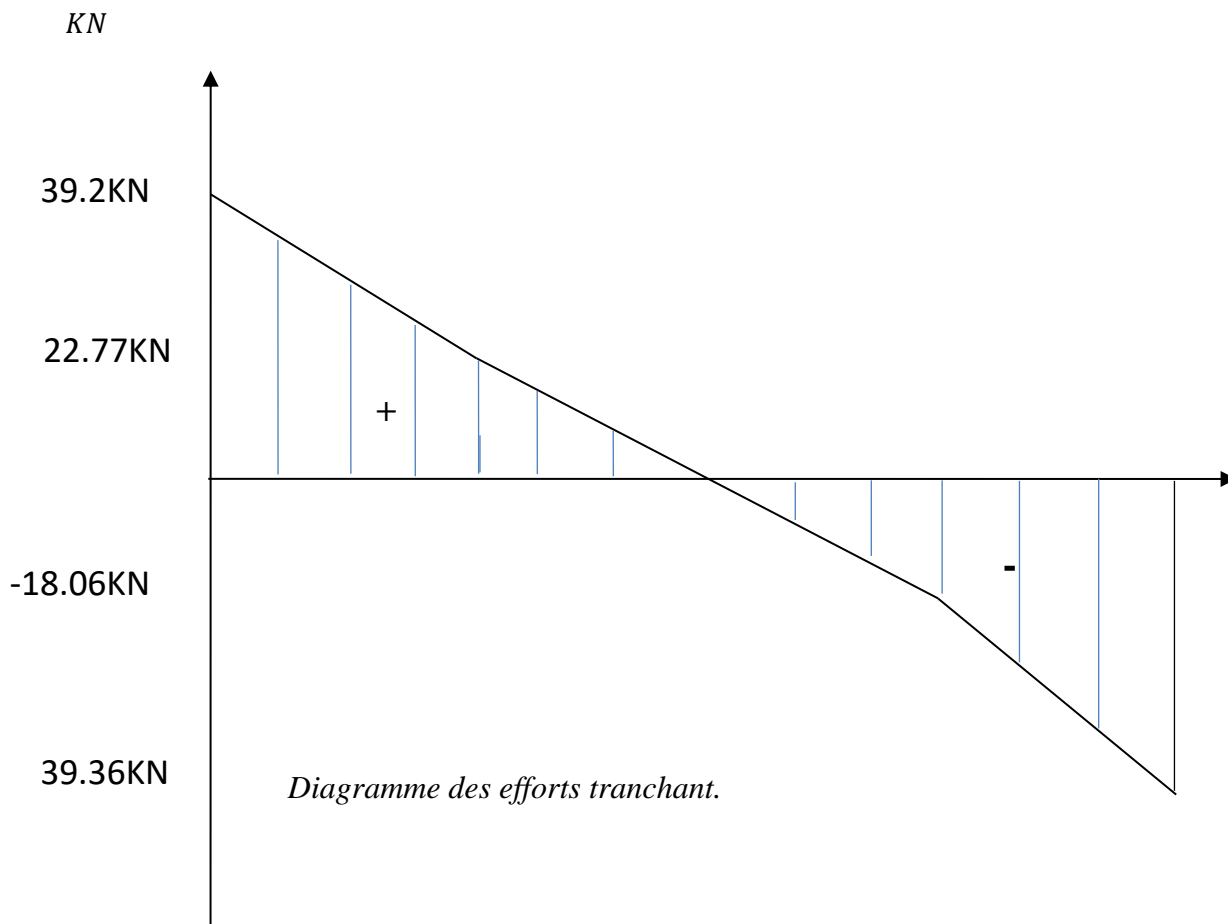
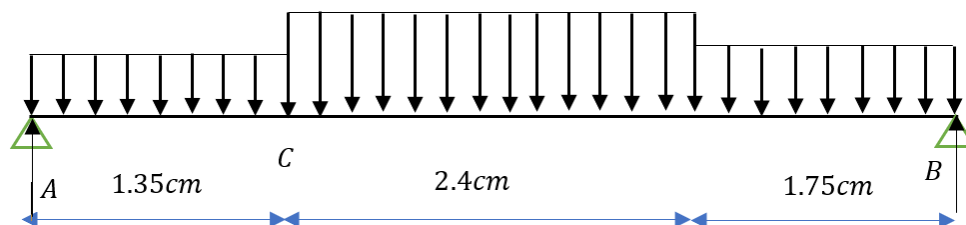
- **Aux appuis :**

$$M_u^a = -0.3M_{max} = -0,3(41.45) = -12.44 \text{ KN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_u^t = 0.85M_{max} = 0,85(41.45) = 35.23 \text{ KN.m.}$$

➤ **Diagramme des efforts interne à L'ELU**



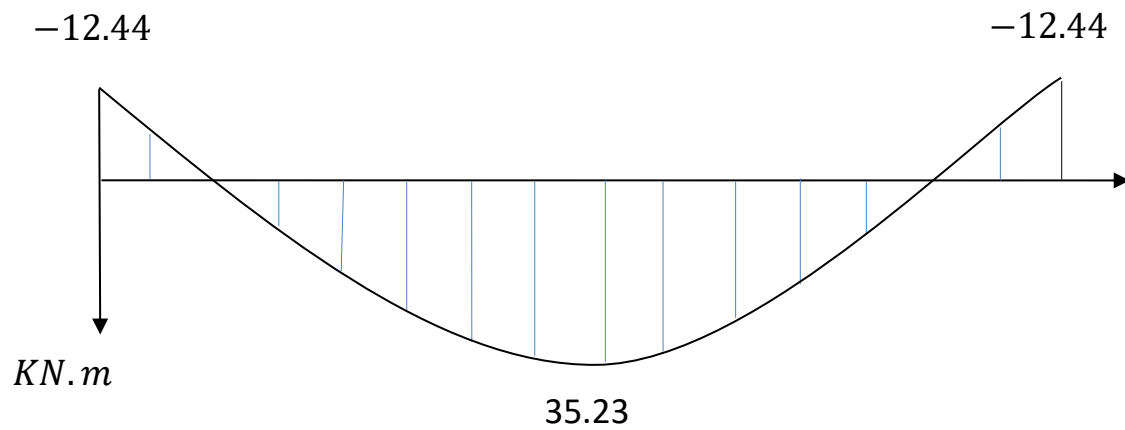
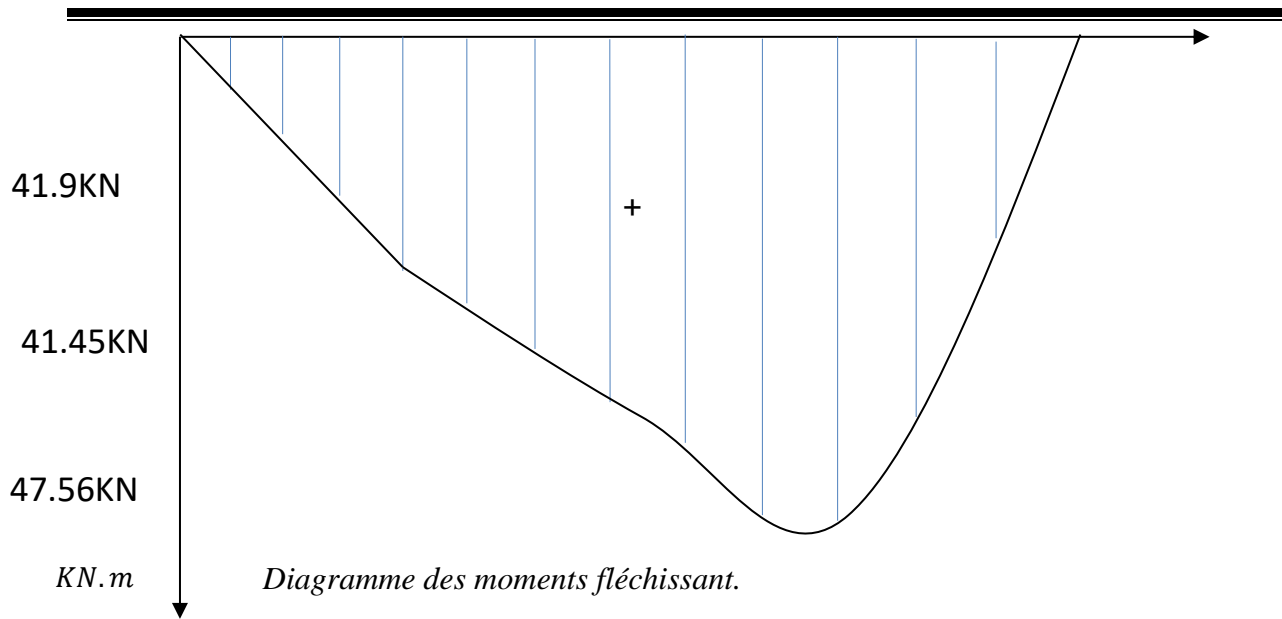


Figure III.35. Diagramme des efforts interne à L'ELU.

III.5.4 Ferrailages des escaliers

➤ Calcul des armatures

Les calculs se feront en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, pour une bande de 1m de largeur.

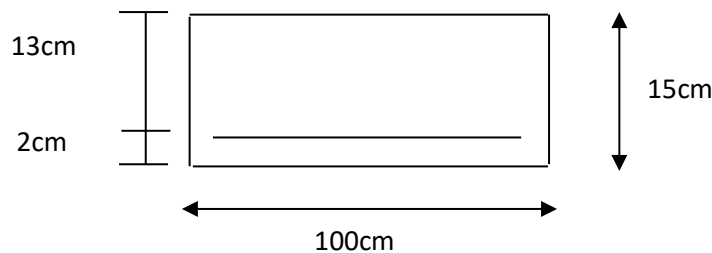


Figure.III.36. Section droit des escaliers.

• Armatures principales

Sur appuis

$$M_u^a = 12,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,44 \times 10^5}{100 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,021$$

$$\mu_a = 0,021 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \text{La section est simplement armée S. S. A.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_a = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{12,44 \times 10^2}{0,989 \times 20 \times 34,8} = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_a = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 25 \text{ cm}$$

En travées

$$M_t^u = 35,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{35,23 \times 10^5}{100 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,062$$

$$\mu_a = 0,062 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \text{S.S.A. } \text{ASC} = 0$$

$$\mu_t = 0,062 ; \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35,23 \times 10^2}{0,968 \times 20 \times 34,8} ; A_a = 5,22 \text{ cm}^2$$

On adopte

$$A_t = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2 ; \text{ avec } S_t = 25\text{cm.}$$

Armatures de répartition

En appuis

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79\text{cm}^2$$

On adopte

$$A_{ra} = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2, \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

En travées

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54\text{cm}^2.$$

On adopte

$$A_{rt} = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.4. Vérification

III.4.1. Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1. BEAL 91)

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 2.42\text{cm}^2$$

En appuis

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.42\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ra} = 3.14\text{cm}^2 > A_{min} = 2.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_t = 6.16\text{cm}^2 > A_{min} = 2.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{rt} = 3.14\text{cm}^2 > A_{min} = 2.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

2. Espacement des barres (Art.8.2.4. BAEL 91)

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis : } H = 22\text{cm} \\ \text{En travée : } H = 22\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{3 \times 22; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition

$$S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} ; S_t \leq \min\{4 \times 22 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (Art A.5.1.2. BAEL)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min\{0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} \end{cases} \quad \text{Fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$T_u^{max} = 35,23 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{39,2 \times 10^3}{10^3 \times 200} = 0,196 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = \{3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5. Vérification de la contrainte d'adhérence des barres (Art A.6.1.3. BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \\ \tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum u_i} \end{cases}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement droit ; $\Psi_s = 1.5$ pour les barres à haute adhérence.

n : Nombre de barres.

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

En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 10 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,2 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 125,6} = 1,73 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,2 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 175,84} = 1.23 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

6. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A 5.132 BAEL 91)

➤ Influence sur le béton

On doit vérifier :

$$T_{max} \leq V_u = 0,4 \times \frac{f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d ; a = 0,9 \times 200 ; a = 180 \text{ cm.}$$

$$V_u = 0.4 \times \frac{25 \times 10^3 \times 180 \times 10^{-3}}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 39.2 \text{ KN} < V_u = 1200 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur Les armatures

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times (39.2 + \frac{(12.44)}{0.9 \times 0.20}) = 3.11 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 3.11 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

7. Ancrage des armatures aux appuis

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} ; L_s = 35 \text{ cm.}$$

L_s est supérieur à la largeur de la poutre palière ($b = 20$) dans lequel il sera ancré, on optera donc pour un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,273 \times 0,4 ; L_c = 14,109 \text{ cm} ; L_c = 15 \text{ cm.}$$

III.4.2. Vérification à l'ELS

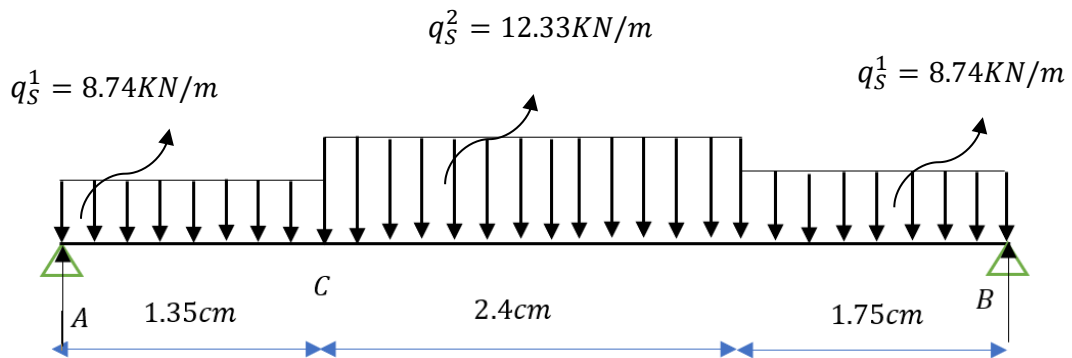


Figure III.37. Schéma de chargement à l'ELS.

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F}{yy} = 0$$

$$R_A + R_B = q_s^2 \times 2.4 + q_s^1 \times 1.83 + q_s^1 \times 1.6$$

$$R_A + R_B = 12.33 \times 2.4 + 8.74 \times 1.35 + 8.74 \times 1.75$$

$$R_A + R_B = 56.69 \text{ kN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0$$

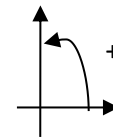
$$R_B \times 5.5 - q_s^2 \times 2.4 \times 2.55 - q_s^1 \times 1.75 \times 4.63 - q_s^1 \times \frac{1.35^2}{2}$$

$$R_B \times 5.5 = 12.33 \times 2.4 \times 2.55 + 8.74 \times 1.75 \times 4.63 + 8.74 \times \frac{1.35^2}{2}$$

$$R_B \times 5.5 = 154.24 ; R_B = 28.04 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 56.69 ; R_A = 56.69 - R_B ; R_A = 56.69 - 28.04$$

$$R_A = 28.29 \text{ kN.}$$



✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

$$q_s^1 = 8.74 \text{ KN/m}$$

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$

$$T_y = R_A - q_s^1 X$$

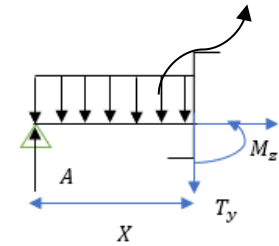
$$T_y = 28.29 - 8.74 X$$

$$T_y = \begin{cases} x = 0 & ; T_y = 28.29 \text{ KN} \\ x = 1.35 & ; T_y = 16.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = R_A \times x - q_s^1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 28.29x - 8.74 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & ; M_z(0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1.35 & ; M_z(1.35) = 30.23 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

**Tronçon 2 : $1.35\text{m} \leq x \leq 3.75\text{m}$**

$$T_y = R_A - q_s^1 \times 1.35 - q_s^1 (X - 1.35)$$

$$T_y = 16.49 - 12.33(X - 1.35)$$

$$T_y = \begin{cases} X = 1.35 & ; T_y = 16.49 \text{ KN} \\ X = 3.75 & ; T_y = -13.10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 28.29 \times X - 8.74 \times 1.35 \times (X - 0.68) - 12.33 \times \frac{(X-1.35)^2}{2}$$

$$M_z = \begin{cases} x = 1.35 & ; M_z = 30.23 \text{ KN.m} \\ x = 3.75 & ; M_z = 35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.75\text{m}$

$$T_y = -R_B + q_s^1 X$$

$$T_y = -28.04 + 8.74 X$$

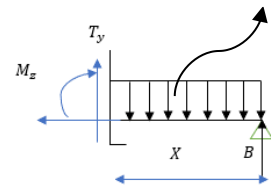
$$T_y = \begin{cases} x = 0 & ; T_y(0) = -28.04 \text{ KN} \\ x = 1.75 & ; T_y(1.75) = -13.10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = R_B \times x - q_s^1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 28.04x - 8.74 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & ; M_z(0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1.75 & ; M_z(1.75) = 35 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$q_s^1 = 8.74 \text{ KN/m}$$

✓ Calcul de M_{max} :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = T_y$$

Donc :

$$T_y = 0 \rightarrow M_z = M_z^{Max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = 16.49 - 12.33(x - 1.35)$$

$$X = 2.69 \text{ m}$$

$$M_z = 28.29 \times X - 8.74 \times 1.35 \times (X - 0.68) - 12.33 \times \frac{(X-1.35)^2}{2}$$

$$M_z^{max} = 41.31 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

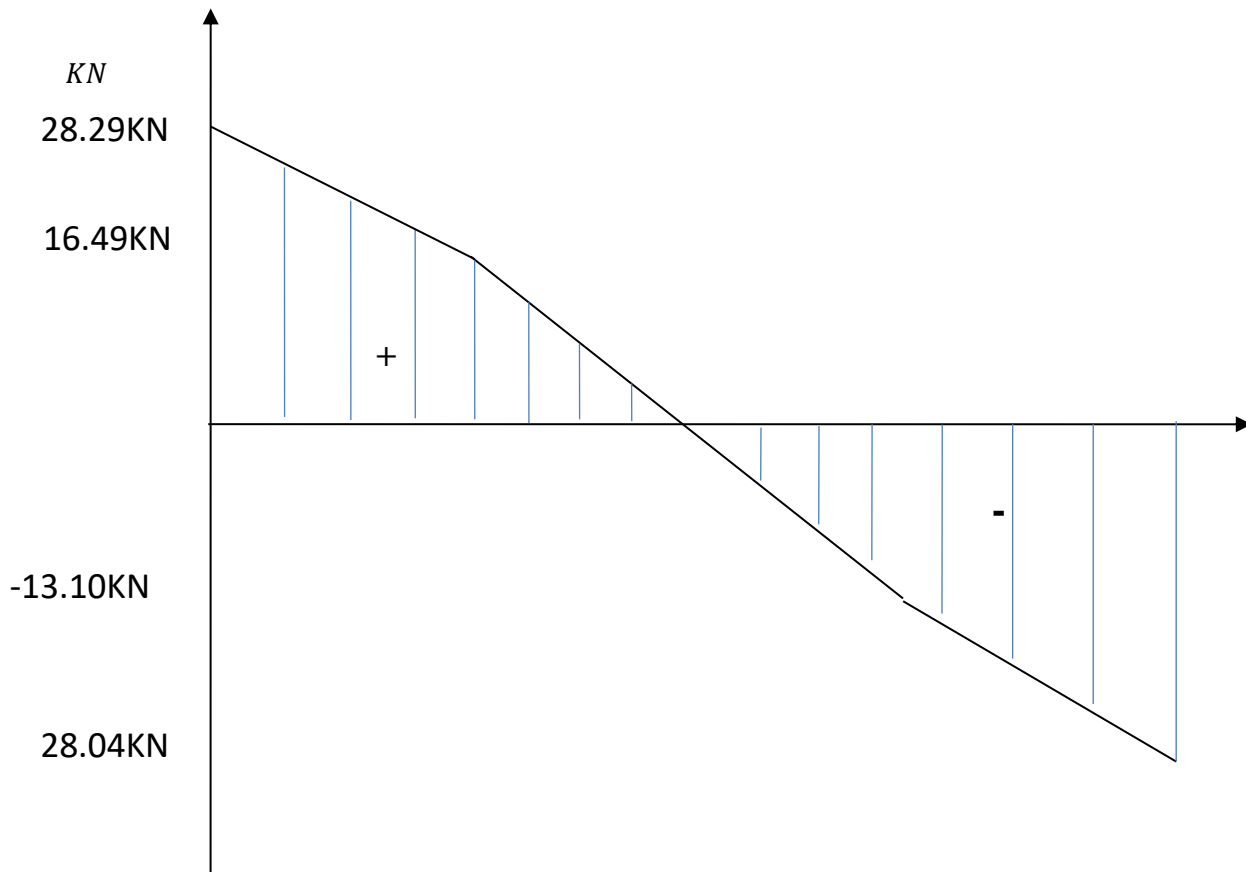
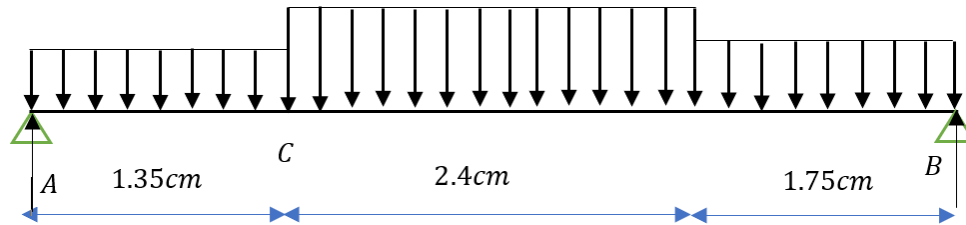
- Aux appuis :

$$M_u^a = -0.3M_{max} = -0,3(41.31) = -12.39 \text{ KN. m.}$$

- En travée :

$$M_u^t = 0.85M_{max} = 0,85(41,31) = 35.11 \text{ KN. m.}$$

- Diagramme des efforts interne à L'ELS



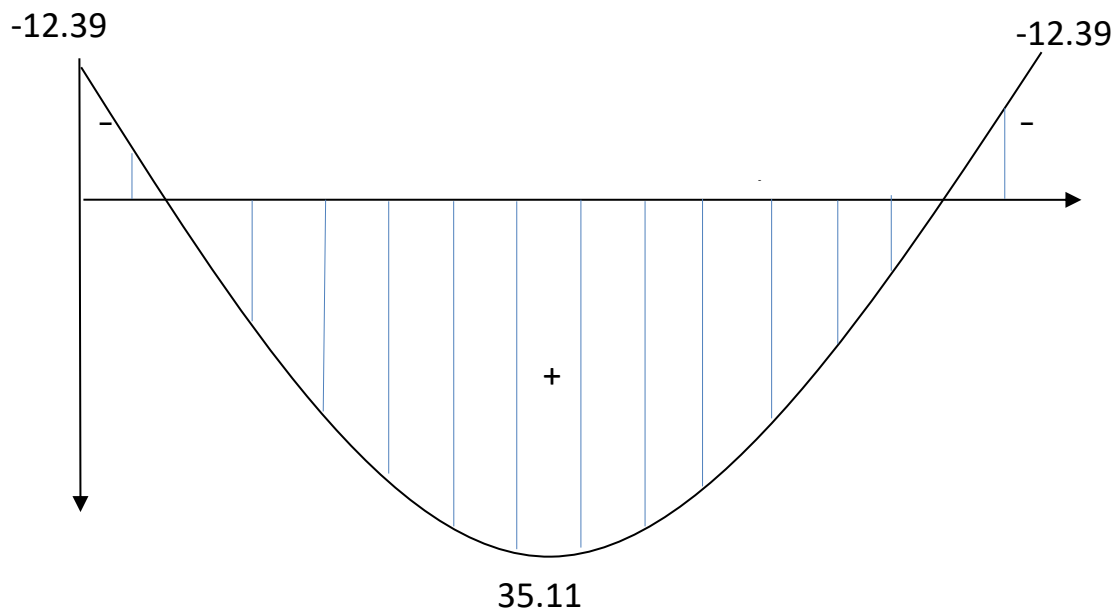
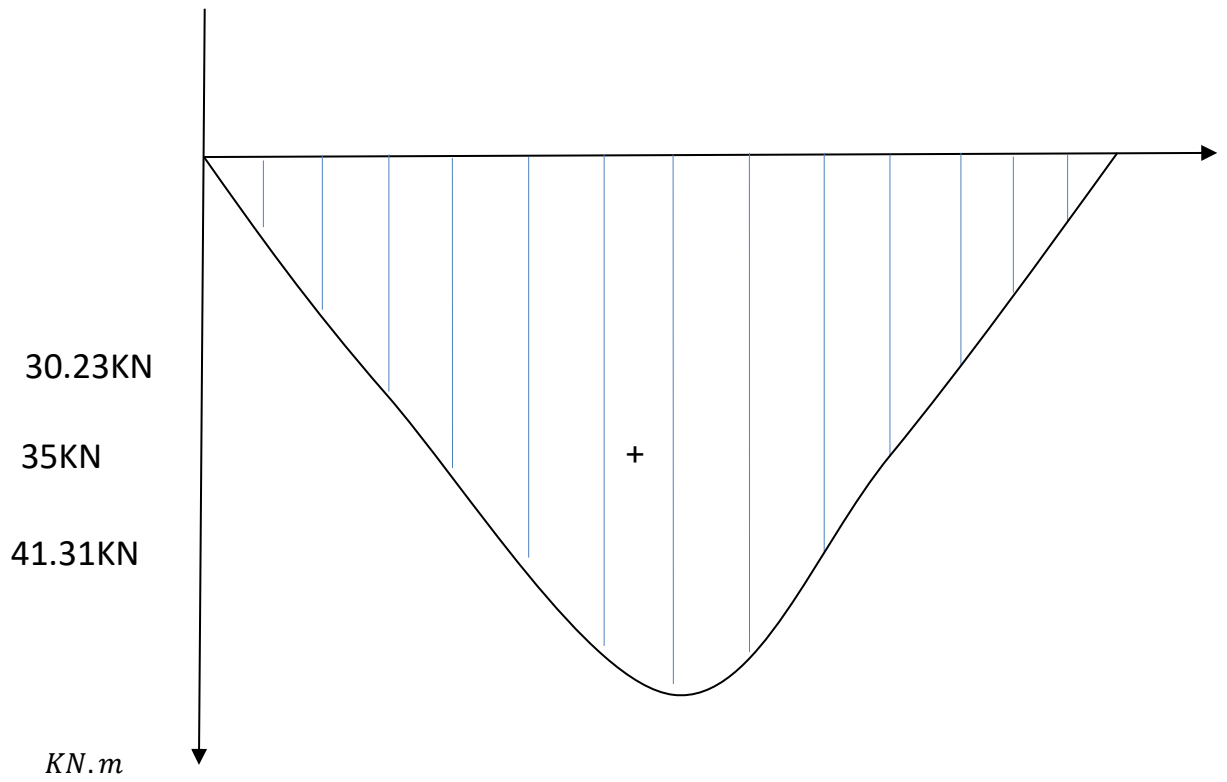


Figure III.38. Diagramme des efforts interne à L'ELS.

1. État limite de compression de béton (Art A.4.5,2. BAEL91)

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} & \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

En travée

On a : $M_t^{max} = 35.11 \text{KN.m}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; A_{st} = 6.16 \text{cm}^2 ; \rho_1 = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 20} ; \rho_1 = 0.308 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.912 \\ K_1 = 41.82 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{35.11 \times 10^3}{0.912 \times 20 \times 6.16} ; \sigma_{st} = 317.64 \text{MPa}.$$

$\sigma_{st} = 317.64 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{317.64}{41.82} ; \sigma_{bc} = 7.59 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}.$$

$\sigma_{bc} = 7.59 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$Condition vérifiée.

Aux appuis

On a : $M_a^{max} = 12.39 \text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; A_{st} = 3.14 \text{cm}^2 ; \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 20} ; \rho_1 = 0.157 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.935 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{12.39 \times 10^3}{0.935 \times 20 \times 3.14} ; \sigma_{st} = 211 \text{MPa}.$$

$\sigma_{st} = 211 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{211}{61.92} ; \sigma_{bc} = 3.40 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}.$$

σ_{bc} 3. $40MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$Condition vérifiée.

2. État limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91).

3. État limite de déformation : (Art B.6.8, 424 BAEL 91)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section (15cm).

L : Portée libre maximale $L = 4.35m$.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A_s : Section des armatures.

b_0 : Largeur de la nervure.

d : Hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$; $\frac{22}{435} \geq \frac{1}{22.5}$; $0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625$Condition non vérifiée.

Étant donné que les trois conditions ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Calcul de la flèche**

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal.

\bar{f} : La flèche admissible.

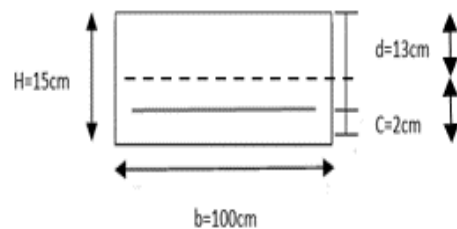
E_v : Module de la déformation différée. $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86MPa$.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

ρ : le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.



$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - C)^2 \quad ; \quad v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad ; \quad v_2 = H - v_1$$

$$B_0 = b \times h + 15A_t \quad B_0 = (100 \times 22) + (15 \times 6.16) \quad ; \quad B_0 = 2292.4 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \left(\frac{100 \times 22^2}{2} \right) + (15 \times 6.16 \times 20) = 26048 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{26048}{2292.4} \quad ; \quad v_1 = 11.36 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 22 - 11.36 \quad ; \quad v_2 = 10.64 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (11.36^3 + 10.64^3) + (15 \times 6.16)(10.64 - 2)^2 \quad ; \quad I_0 = 95916.08 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A_t}{b.d} \quad ; \quad \rho = \frac{6.16}{100 \times 20} \quad \rho = 0.003 \quad ; \quad \beta_1 = 0.985$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.003(2+3)} = 2.8$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{35.11 \times 10^3}{0.985 \times 20 \times 6.16} \quad \sigma_{st} = 289.32 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 289.32 + 2.1} ; 0\right) \quad ; \quad \mu = \max(0.660; 0) \quad ; \quad \mu = 0.660$$

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1 \times \frac{95916.08}{1 + (2.8 \times 0.660)} = 33678.40 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_s \times I^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{35.11 \times 10^6 \times 4350^2}{10 \times 10818,86 \times 33678.40 \times 10^4} \quad ; \quad f_v = 0.004 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad ; \quad \bar{f} = 0.87 \text{ cm.}$$

$$f_v = 0.004 \text{ cm} < \bar{f} = 0.87 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage à adopter pour les escaliers dans tous les niveaux sont comme suite :

- **En travée :**

Armatures principales : $A_t = \mathbf{4A14} = 6.16 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $Art = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_a = (\mathbf{4HA12}) = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $Ara = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

III.4. Poutre palière :

III.4.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est de section rectangulaire ($b \times h$) et considérée comme semi encastré dans les poteaux.

Sa portée est de **3.15 m**.

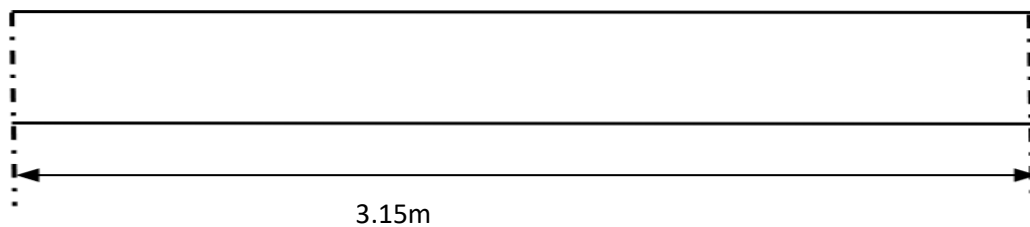


Figure.III.39. Schéma de la poutre palière.

III.4.2. Pré-dimensionnement de la poutre

a. Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h_t : Hauteur de la poutre

L_{max} : Longueur libre entre nus d'appuis

$$L_{max} = 315\text{cm}$$

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} ; 21\text{cm} \leq h_t \leq 31.5\text{cm}$$

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

b. Largeur

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t ; 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend : $b = 20\text{cm}$.

➤ **Vérification des conditions sur RPA**

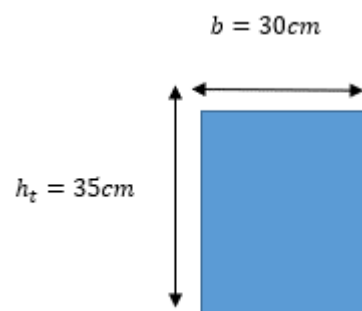


Figure.III.40. Section de la poutre palière.

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad ; \quad b \geq 20\text{cm} \quad ; \quad h_t \geq 30\text{cm}.$$

$$h = 30 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 25 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Notre poutre a pour dimension : $(b \times h)$; $(30 \times 35)\text{cm}^2$

III.4.3. Combinaison de charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.25$; $G_p = 1.875\text{KN/ml}$
- Poids du mur : $G_m = 2.36 \times 1$; $G_m = 2.36\text{KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 39.36\text{KN}$.
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 28.04\text{KN}$.
- Poids propre de la poutre à ELU : $q_u = 1.35G + R_u$
 $q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.36) + 39.36$; $q_u = 45.07\text{KN/ml}$
- Poids propre de la poutre à ELS : $q_s = G + T_s$
 $q_s = (1.875 + 2.36) + 28.04$; $q_s = 32.28\text{KN/ml}$

III.4.4. Calcul à ELU :

➤ Calcul des efforts internes :

- Moment isostatique : $M_u = \frac{qul^2}{8}$

$$M_u = \frac{45.07 \times 3.15^2}{8} \quad ; \quad M_u = 55.90\text{KN.m}$$

- Effort tranchant : $T_u = \frac{qul}{2}$

$$T_u = \frac{45.07 \times 3.15}{2} \quad ; \quad T_u = 70.98\text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

aux appuis :

$$M_a = 0.3M_u^{max} \quad ; \quad M_a = -0.3 \times 55.90; M_a = -16.77\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85M_u^{max} \quad ; \quad M_t = 0.85 \times 55.90 \quad ; M_t = 47.52\text{KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts internes

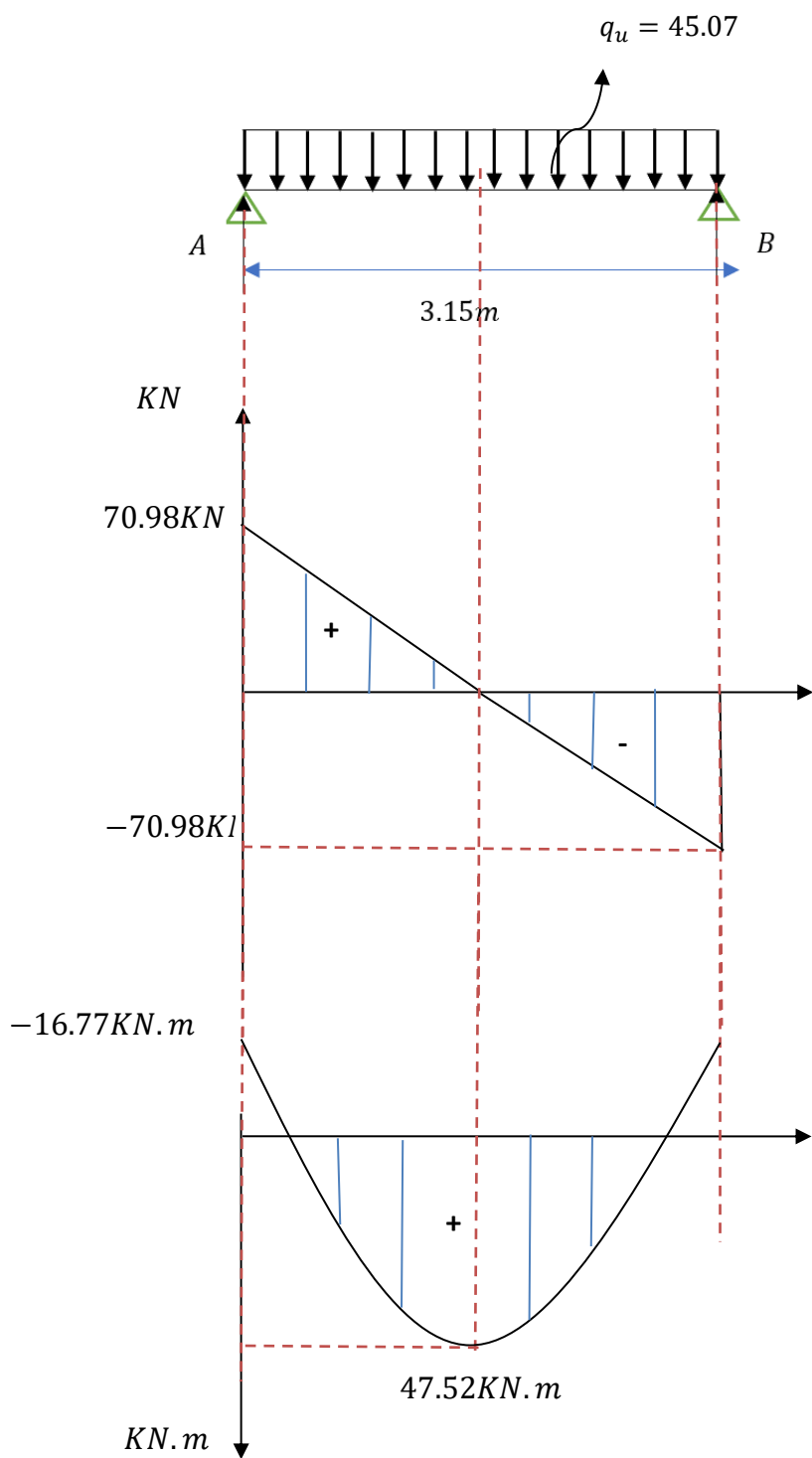


Figure III.41. Diagramme des efforts internes.

III.4.5. Ferrailage de la poutre palière

En travée :

$$\mu_t = \frac{Mt}{bd^2f_{bu}} ; d = h - c ; d = 30 - 2 ; d = 28cm$$

$$\mu_t = \frac{47.52 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} ; \mu_u = \mathbf{0.170}$$

$$\mu_t = \mathbf{0.170} < \mu_l = \mathbf{0.392} \text{ Section simplement armée S.S.A } A_{sc} = 0$$

$$\mu_t = \mathbf{0.170} ; \beta = \mathbf{0.906}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{47.52 \times 10^3}{0.906 \times 28 \times 348} ; A_{st} = 5.38cm^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 3HA14Fil + 2HA12Chap = 6.78cm^2$$

En appuis :

$$u_a = \frac{Ma}{b d^2 \sigma_{bc}} ; u_a = \frac{16.77 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} ; u_a = \mathbf{0.060}$$

$$u_a = \mathbf{0.060} < u_l = \mathbf{0.392} \text{ Section simplement armée S.S.A } A_{sc} = 0$$

$$u_a = \mathbf{0.060} ; \beta = \mathbf{0.969}$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} ; A_a = \frac{16.77 \times 10^3}{0.969 \times 28 \times 348} ; A_a = 1.75cm^2$$

$$\text{On prend : } A_a = 3HA14 = 4.62cm^2$$

III.4.6. Vérification à ELU

1. Condition de non fragilité (Art.4.2, 1. BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \times d ; A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 25 \times 28$$

$$A_{min} = 0.85cm^2$$

En travée :

$$A_{st} = 6.78cm^2 > A_{min} = 0.85cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 4.62cm^2 > A_{min} = 0.85cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art.5.1.2.1. BAEL91)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_{max}}{b d} ; T_{max} = 70.98KN \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) \end{cases} \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} ; \tau_u = \frac{70.98 \times 10^3}{250 \times 280} ; \tau_u = 1.01MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5MPa\right) ; \bar{\tau}_u = \min(3.3MPa; 5MPa) \bar{\tau}_u = 3.3MPa.$$

$$\tau_u = 1.01 < \bar{\tau}_u = 3.3MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.5.1.3.2. BAEL91)

➤ Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 d}\right) ; A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(70.98 \times 10^3 + \frac{55.90 \times 10^6}{0.9 \times 280}\right)$$

$$A_a = 4.62cm^2 < 0.84cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur le béton :

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} ; T_u^{max} \leq 420KN$$

$$T_u^{max} = 58.39KN < 420KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A. Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \times \sum U_i} ; \sum U_i = n \times \pi \times \Phi \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} ; \psi_s = 1.5 \end{cases}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 11.304cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \times \sum U_i} ; \tau_{se} = \frac{47.52 \times 10^3}{0.9 \times 250 \times 11.304} ; \tau_{se} = 1.87MP$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

B. Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right); \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 14\right); \phi_t \leq \min(8.57; 25; 14);$$

$$\phi_t = 8mm$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 : $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

C. Espacement des armatures transversales (Art 5.1.22. BAEL 91 modifie 99)

D'après le (Art 7.5.2.2, RPA 2003) l'espacement est donné selon deux zones :

➤ **En zone nodale**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right); S_t = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.4\right)$$

$$S_t = \min(7.5; 14.4); \text{ On prend : } S_t = 8cm$$

➤ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}; S_t \leq \frac{30}{2}; S_t \leq 15cm; \text{ On prend : } S_t = 15cm.$$

➤ **Quantité d'armature transversale minimales**

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25; A_{min} = 1.13cm^2$$

$$A_{min} = 1.13cm^2 < A_t = 2.01cm^2.$$

4. Ancrage des barres (Art.6.1.2. BAEL 91)

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}; \tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1; \tau_s = 2.84MPa$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4cm : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84}; L_s = 39.30cm$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA à la travée et aux appuis est :

$$L_c = 0.4L_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } \phi = 1.2cm ; L_c = 0.4 \times 42.25, \quad L_c = 16.9cm ; \text{ Soit un crochet de } 20cm \\ \text{Pour } \phi = 1.4cm ; L_c = 0.4 \times 39.30 ; L_c = 15.72cm ; \text{ Soit un crochet de } 16cm \end{array} \right.$$

III.4.7. Calcul à ELS

➤ Calcul des efforts internes :

$$\text{On a : } q_s = 32.28 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_s^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{32.28 \times 3.15^2}{8} ; M_s = 40.04 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_s^{max} = \frac{q l}{2} = \frac{32.28 \times 3.15}{2} ; T_s^{max} = 50.84 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

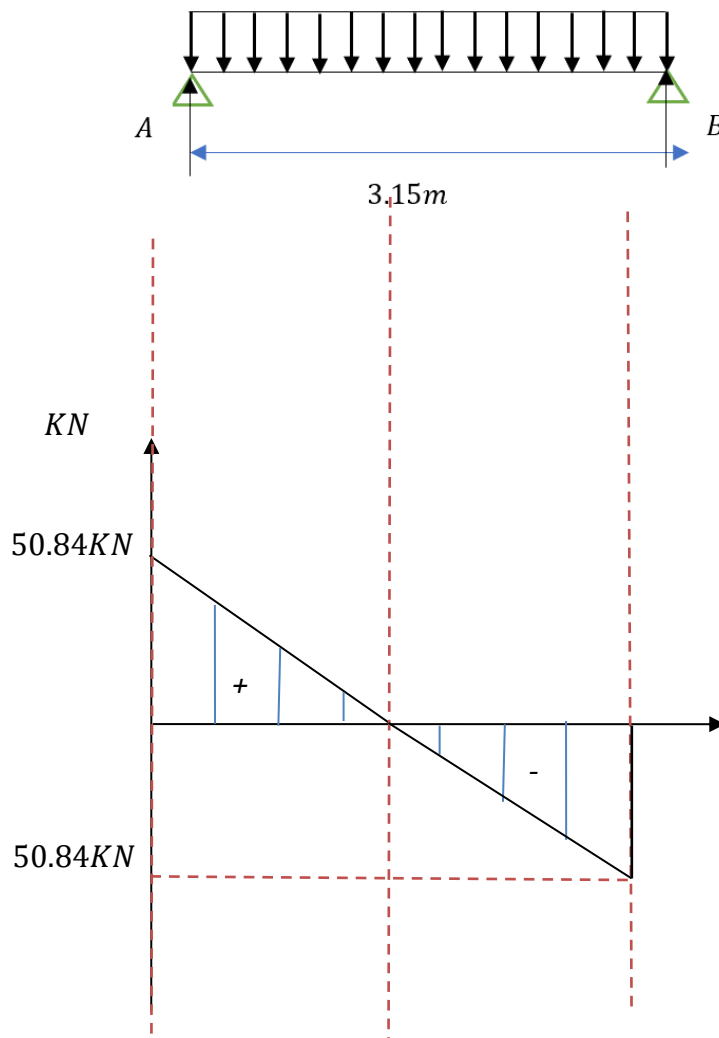
aux appuis :

$$M_a = 0.3 M_s^{max} ; M_a = -0.3 \times 40.04 ; M_a = -12.01 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_a = 0.85 M_s^{max} ; M_t = 0.85 \times 40.04 ; M_t = 34.03 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts internes :



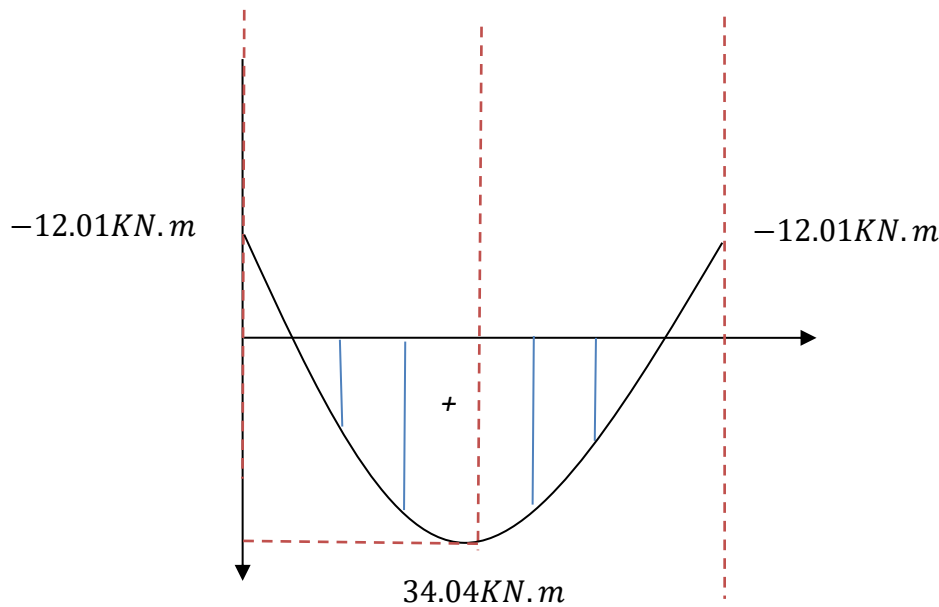


Figure III.42. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.4.7. Vérification à ELS

1. Vérification des contraintes

➤ État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} ; \rho_1 = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} ; \rho_1 = 0.484$$

$$\rho_1 = 0.484 ; \beta_1 = 0.894 ; K_1 = 32.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_u}{A_s \beta d} ; \sigma_{st} = \frac{12.01 \times 10^3}{4.62 \times 0.894 \times 2.8} ; \sigma_{st} = 141.52 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{141.52}{32.17} ; \sigma_{bc} = 4.40 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} ; \rho_1 = \frac{100 \times 6.78}{25 \times 30} ; \rho_1 = 0.88$$

$$\rho_1 = 0.338 ; \beta_1 = 0.867 ; K_1 = 22.59$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \beta d} ; \sigma_{st} = \frac{34.04 \times 10^3}{6.78 \times 0.867 \times 28} ; \sigma_{st} = 227.63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{227.63}{22.59} ; \sigma_{bc} = 10.05 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10.05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. État limite de déformation des aciers

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

3. Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{300}{315} \geq \frac{1}{16} ; 0.952 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} ; \frac{300}{315} \leq \frac{1}{10} \frac{34.04}{40.04} ; 0.952 < 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} ; \frac{4.52}{25 \times 28} = \frac{4.2}{400} ; 0.0048 < 0.0105$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

En travée : $A_{st} = 3HA14 + 2HA12 = 6.78 \text{cm}^2$

En appuis : $A_a = 3HA14 = 3.39 \text{cm}^2$

III.5. Les balcons

III.5.1. Introduction

L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Les balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, dont l'épaisseur est déterminée par la condition de résistance à la flexion

suivante : $e_p \geq \frac{L}{10}$.

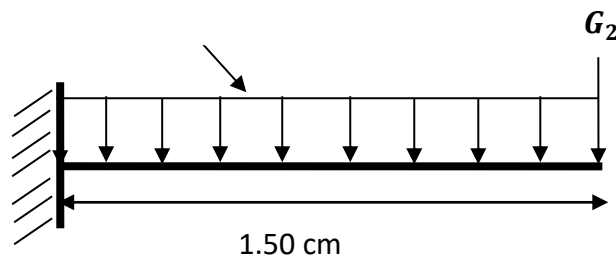


Figure. III.43. Schéma statique d'un balcon.

Avec :

G : Charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : Surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

III.5.2. Dimensionnement du balcon

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10}$; On prend : $e_p = 15\text{cm}$.

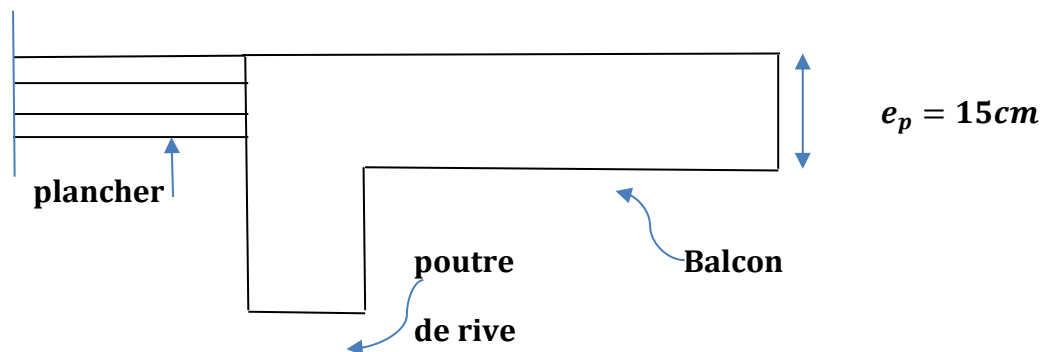


Figure.III.44. Coupe verticale d'un balcon.

III.5.3. Détermination des charges et surcharges

➤ **Charge permanente :**

Le poids propre de la dalle pleine du balcon est estimé dans ; le chapitre II par :

$$G = 5,63 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :**

$P_{mur} = \text{Poids de brique creuse} + (2 \times \text{poids de l'enduit en ciment})$

$$(e_p = 2 \text{ cm}).$$

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique	Charges permanentes (KN/m)
Brique $e_p = 0.1$	0.10	09	0.9
Enduit de ciment $e_p = 2 \text{ cm}$	0.02	22	0.88
Sommes g			1.78

Tableau.III.7. Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

➤ **Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$**

➤ **Charge due à la main courante : $q = \frac{1 \text{ KN}}{\text{m}^2}$**

III.5.4. Combinaison de charges :

➤ **A ELU :**

la combinaison de charges est : $1,35G + 1,5Q$

La dalle :

$$q_1^u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,63) + (1,5 \times 3,5) ; q_1^u = 12,85 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :

$$q_2^u = (1,35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 1,78 ; q_2^u = 2,403 \text{ KN/m}$$

➤ **À l'ELS : la combinaison de charges est : $G + Q$**

La dalle :

$$q_s^1 = (G + Q) \times 1 \text{ m} \quad q_s^1 = (5,63 + 3,5) \times 1 ; q_s^1 = 9,13 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :

$$q_s^2 = G ; = 1,78 \text{ KN/ml}$$

III.5.5. Calcul des moments fléchissant

• **A ELU :**

$$M_u = \frac{q_1^u l^2}{2} + q_2^u \times l ; M_u = \frac{12,85 \times 1,5^2}{2} + 2,403 \times 1,5 ; M_u = 18,06 \text{ KN.m}$$

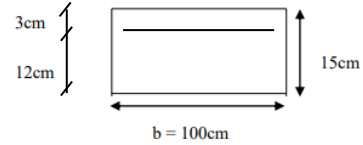
• **A ELS :**

$$M_s = \frac{q_s^1 l^2}{2} + q_s^2 \times l ; M_s = \frac{9,13 \times (1,5)^2}{2} + 1,78 \times 1,5 ; M_s = 12,94 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera sur une section rectangulaire d'1m de largeur et soumise à la flexion simple.

$b = 100\text{cm} ; c = 2.5\text{ cm} ; d = 12.5\text{cm} ; h = 15\text{cm}$



➤ **Armatures principales**

$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \mu = \frac{18.06 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} ; \mu = 0.082$

$\mu = 0.082 ; \beta = 0.957$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{18.06 \times 10^3}{0.957 \times 12.5 \times 348} ; A_{st} = 4,33\text{cm}^2$

On adopte : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52\text{ cm}^2$; avec $S_t = 25\text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} ; A_r = \frac{4.52}{4} ; A_r = 1.13\text{ cm}^2$

Soit une section de $A_r = 4\text{HA}10 = 3.92\text{ cm}^2$; avec : $S_t = 25\text{ cm}$.

III.5.6. Vérification à ELU

1. La condition de non fragilité (Art : 4.2.1, BAEL 91)

$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d ; A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 12.5$

$A_{\min} = 1.50\text{ cm}^2 < A_{st} = 4.52\text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2. BAEL91)

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa} \right) \end{array} \right.$

Avec

$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4\text{ MPa} \right) ; \bar{\tau}_u = \min(2.5\text{MPa} ; 4\text{ MPa}) ; \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$.

Effort tranchant :

On a : $V_u = q_u^1 \times l + g ; V_u = 12.85 \times 1.5 + 1.78 ; V_u = 21,678\text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b d} ; \tau_u = \frac{21.678 \times 10^3}{1000 \times 125} ; \tau_u = 0.173\text{ MPa}$

$\tau_u = 0.173\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1.3. BAEL 91)

On doit vérifier la condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \end{cases}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs : $\psi_s = 1.5$: pour les barres à haute adhérence.

n : Le nombre de barres.

$\sum U_i$: Périmètre utile des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi ; \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 ; \sum U_i = 15,072 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.678 \times 10^3}{0.9 \times 125 \times 15.072 \times 10} ; \tau_{se} = 1.278 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 ; \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.278 \text{ Mpa.} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

4. Ancrage des barres

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre pour qu'elle puisse être mobilisé.

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } \phi = 1.2 \text{ cm} ; L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} ; L_s = 42.33 \text{ cm} \\ \text{Pour : } \phi = 1 \text{ cm} ; L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} ; L_s = 35.27 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $L_s = 40 \text{ cm}$

Vu que la longueur de scellement est importante et elle dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée, alors les règles du (Art.6.1.21. BAEL 91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne se termine par un crochet normal, dont la portée ancrée mesurée hors crochet L_r est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_r = 0.4 L_s ; L_r = 0.4 \times 40 ; L_r = 16 \text{ cm.}$$

5. Vérification de l'espacement des barres (Art.8.2,42. BAEL 91 modifié 99)

➤ **Armatures principales :**

$$S_t^1 = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33)$$

$$S_t^1 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t^2 = 25 \text{ cm} < \min\{2h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t^2 = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7. Vérification à ELS

Il faut vérifiée Les conditions suivantes $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \sigma'_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$

1. Dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \sigma'_s = \left(\min \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Avec :

η : coefficient de fissuration

$$\eta = 1,6 \text{ H.A} \quad \eta = 1 \text{ r.l}$$

Dans notre cas : = 1,6 car H.A

$$\sigma'_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 (1.6 \times 2.1)^{1/2} \right)$$

$$\sigma'_s = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

On a : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$

D'où : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12.5} = 0.360$

$$\rho = 0,360 ; \beta_1 = 0,907 ; k_1 = 38.76$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{12.94 \times 10^3}{0.907 \times 12.5 \times 4.52} = 252.50 \text{ MPa} > \sigma'_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \sigma'_s \dots\dots\dots$ **La condition n'est pas vérifiée.**

Il faut calculer les armatures à L'ELS :

$$\mu = \frac{M_s}{b d^2 \sigma_{st}} = \frac{12.94 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 201.63} = 0.004$$

$$\mu = 0.004 ; \beta_1 = 0.898$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.94 \times 10^3}{0.898 \times 12.5 \times 201.63} = 5.79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6.78cm2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 12.5} = 0,542$$

$$\rho_1 = 0.004 ; \beta_1 = 0.890 ; K_1 = 30.45$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{12.94 \times 10^3}{0.890 \times 12.5 \times 6.78} = 173.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 173,80 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Dans le béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s \quad \text{avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

$$\text{D'où : } K = \frac{1}{30.45} \Rightarrow K = 0.033$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.033 \times 173,80 = 5,73 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 5.82 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

3. Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{9.204}{10 \times 9.204} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{6.78}{100 \times 12.5} = 0.005 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

Armatures principales : $A_{st} = 4HA12 = 4.62 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $A_r = 4HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.6. Étude de poutre chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

III.6.1. Pré dimensionnement

◆ **Hauteur :**

La dimension minimale de la hauteur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15cm ($h \geq 15\text{cm}$)

Soit : **$h = 40\text{ cm}$**

◆ **Largeur :**

La largeur de la poutre chaînage est donnée par : $b \geq \frac{2}{3} e$

$$b \geq \frac{2}{3} (30) = 20\text{cm}$$

Avec :

e : épaisseur du mur double cloison

On opte pour : $b = 20\text{ cm}$

Conclusion :

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 40)\text{ cm}^2$

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

◆ **Charge permanente :**

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0.20 \times 0.4 = 2\text{ kN/m}^2$
- Poids du mur : $G_2 = 2.36 (3.06 - 0.3) = 6.51\text{ kN/m}$

$$G_{tot} = 8.51\text{ KN/m}^2$$

III.6.3. Combinaison de charges :

$$ELU : q_u = 1.35G = (1.35 \times 8.51) = 11.48\text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G = 8.51\text{ KN/ml}$$

III.6.4. Calculs à l'ELU :

1. Calcul des efforts internes à l'ELU :

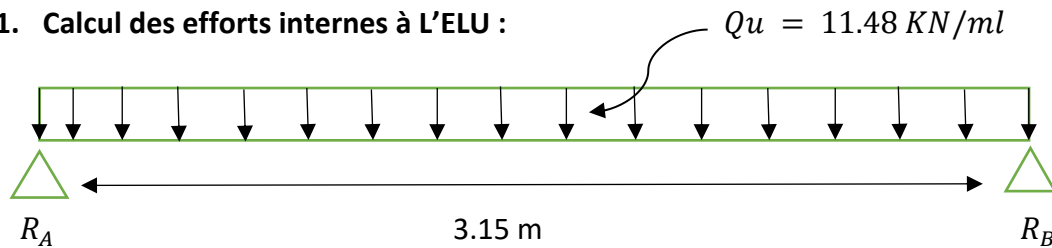


Figure III.45. Diagramme des moments isostatique à l'ELU

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{11.48 \times 3.15}{2} = 17.76 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{11.48 \times 3.15^2}{8} = 14.23 \text{ KN.m}$$

❖ Moment corrigé :

En travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 14.23 = 12.09 \text{ KN.m}$$

Sur appuis

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 14.23 = -4.629 \text{ KN.m}$$

2. Diagramme des efforts interne :

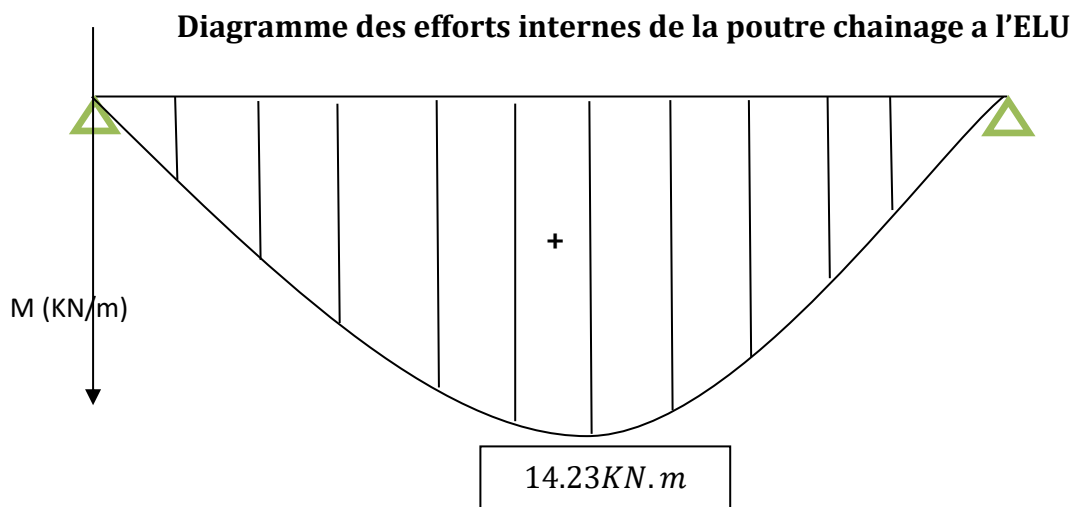


Figure III.46. Diagramme des moments isostatique à l'ELU

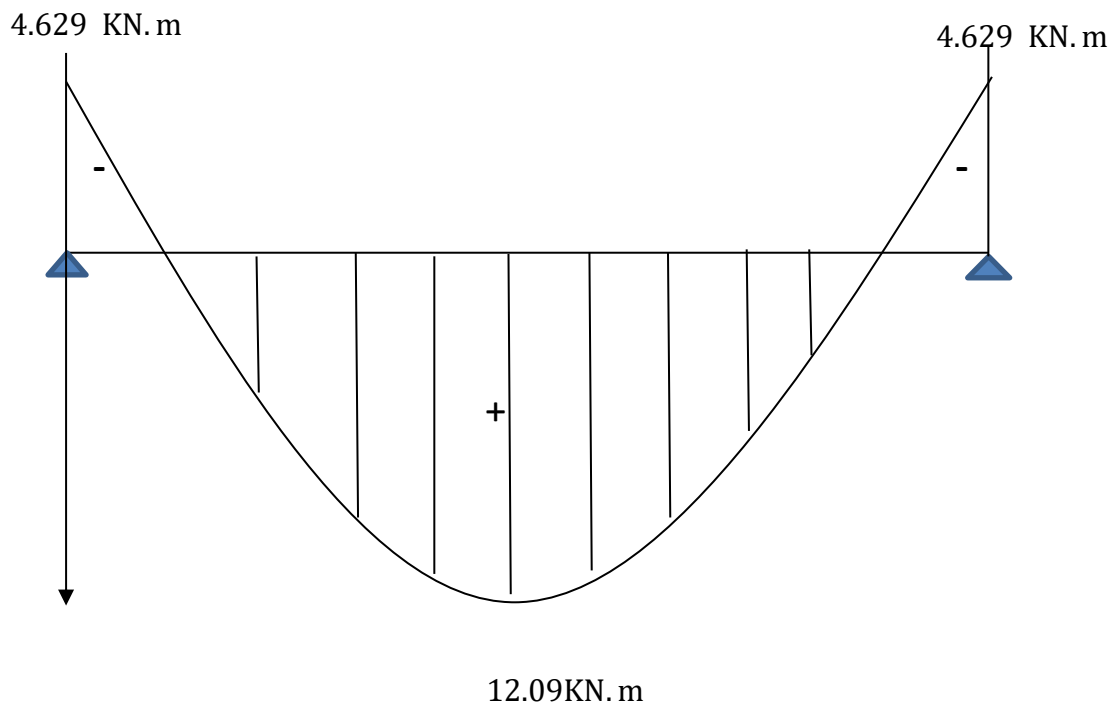


Figure III.47. Diagramme des moments corrigé à l'ELU

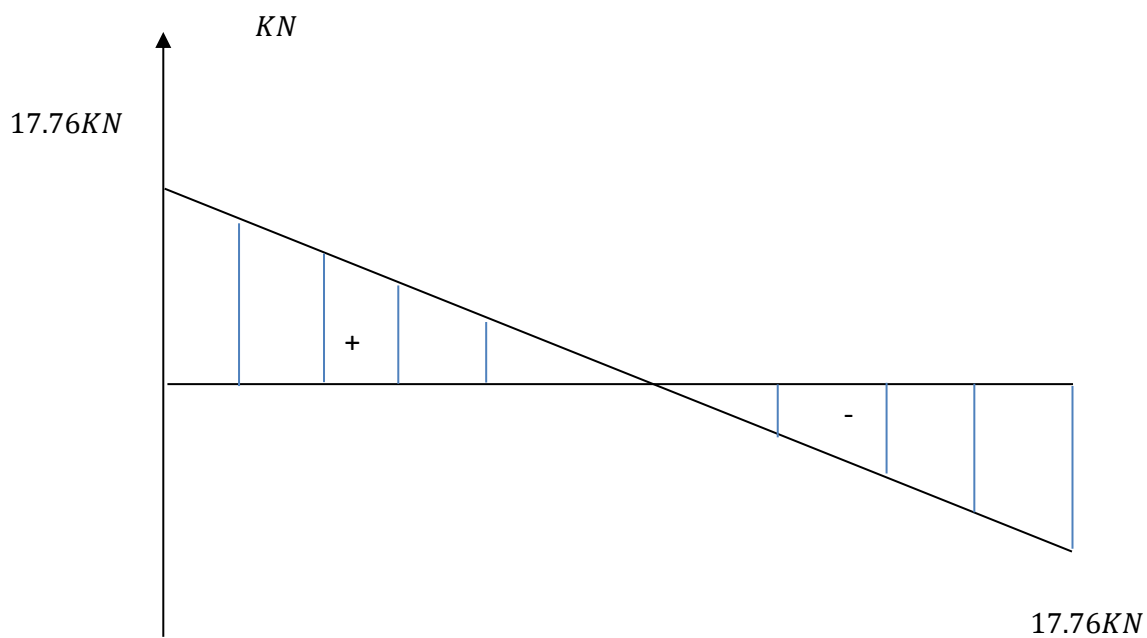


Figure III.48. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.6.5. Ferrailage à ELU :

III.5.5.1 Les armatures longitudinales :

❖ En travée :

$$\text{Avec : } \mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$$

$$M_t = 12.09 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{12.09 \times 10^3}{20 \times 37^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$\mu = 0.031 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant :

$$\mu = 0.031 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.09 \times 10^3}{0.984 \times 37 \times 348} = 0.954 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$M_a = -4.629 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.629 \times 10^3}{20 \times 37^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant :

$$\mu = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.629 \times 10^3}{0.994 \times 37 \times 348} = 0.361 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.6.5.2. Les armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversal.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \emptyset_l; \frac{20}{10} \right\} = \min \{1.14; 1.2; 2\} = 1.14 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 15 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA10

III.6.6. Vérification à ELU :

1. Condition de non-fragilité Art A 2.2.2 pages 47/BAEL 91révisé 99)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 20 \times 37 \times 2.1}{400} = 0.893 \text{ cm}^2$$

◆ En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.893 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

◆ Sur appuis :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.815 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1. BAEL.91 révisé 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec :

$$T_{\text{max}}: \text{ Effort tranchant. } T_{\text{max}} = 17.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.76 \times 10}{20 \times 37} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

❖ Influence sur le béton :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec :

a : Longueur d'appuis de la bielle : ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 37 \times 40 \times 10^{-1} = 888 \text{ KN}$$

$T_{max} = 17.76 \text{ KN} \leq 888 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ Influence sur les armatures

$$(T_{max} + \frac{M_{max} \gamma_s}{0.9 d f_e}) < A$$

Avec : $M_{max} = -4.629 \text{ KN.m}$, $T_{max} = 12.09 \text{ KN}$

$$(17.76 + \frac{4.629}{0.9 \times 37}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} < A$$

$0.514 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement ART A.6.1.3. BAEL.91 révisé 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \pi \phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.09 \text{ cm.}$$

n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{17.76 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 113.09} = 0.471 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.471 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

5. Espacement des armatures transversal Art7.5-2.2 RPA version 2003

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{10; 14.4; 30 \text{ cm}\} = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

III.5.7. Calcul et vérification à ELS

Calcul des efforts internes à L'ELS

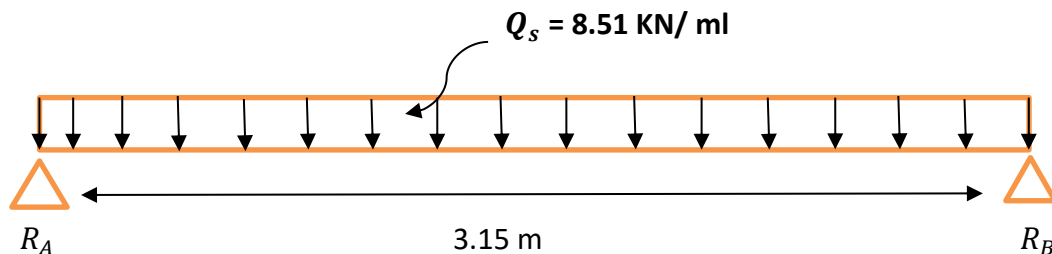


Figure.III.49. Schéma statique de la poutre chaînage à l'ELS.

Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{Q_s L}{2} = \frac{8.51 \times 3.15}{2} = 13.40 \text{ KN}$$

Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{8.51 \times 3.15^2}{8} = 10.15 \text{ KN.m}$$

Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 10.15 = 8.63 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 10.15 = -3.045 \text{ KN.m}$

1. Diagramme des efforts interne :

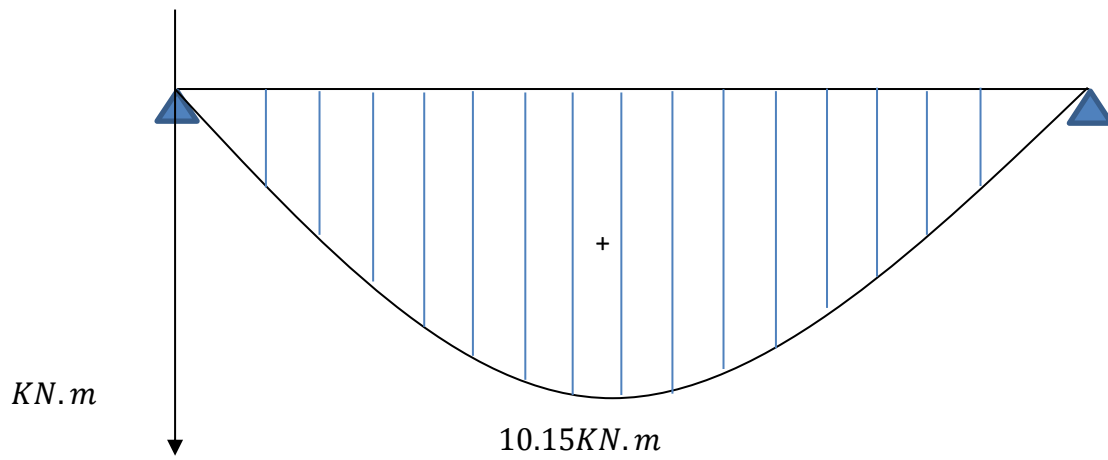


Figure III.50. Diagramme des moments isostatique a l'ELS.

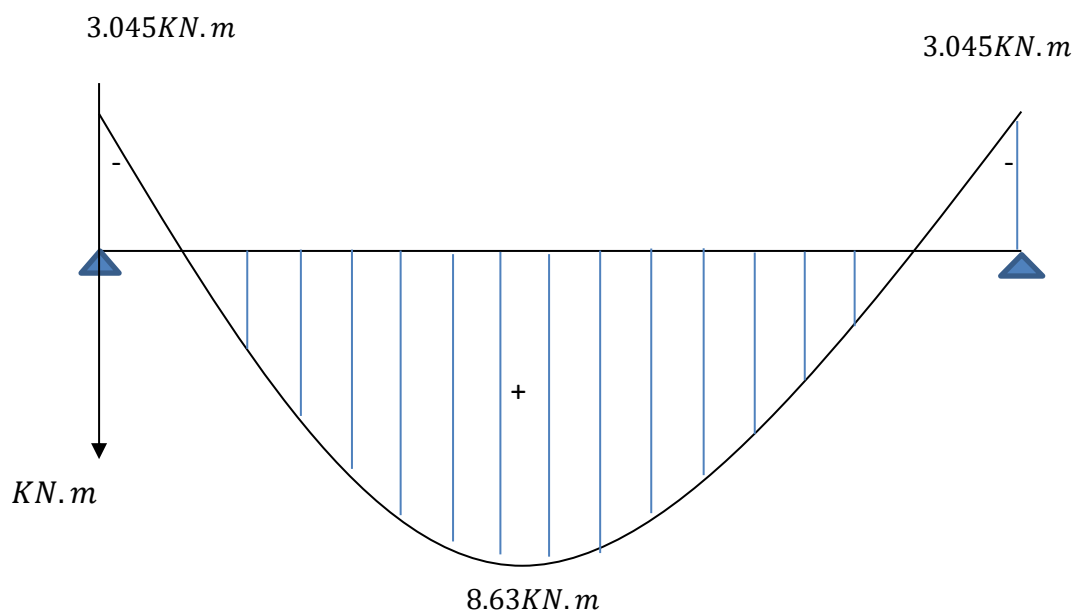


Figure III.51. Diagramme des moments corrigé a l'ELS.

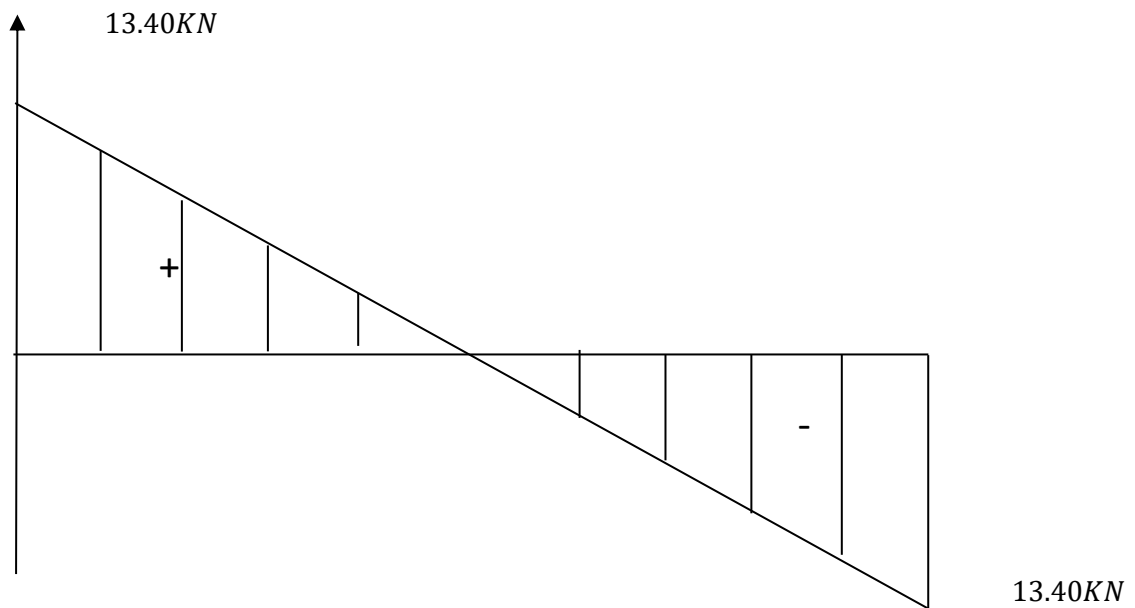


Figure III.52. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

État limite d'ouverture des fissurations

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

État limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

❖ En travée :

$$\text{Avec : } M_s = 10.15 \text{ KN.m} \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 37} = 0.458$$

$$\rho_1 = 0.458 \rightarrow \beta_1 = 0.857 \rightarrow K_1 = 33.54$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.15 \times 10^3}{0.857 \times 37 \times 3.39} = 94.42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{33.54} \times 94.42 = 2.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.81 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

Avec :

$$M_s = -3.045 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = 0.458$$

$$\rho_1 = 0.458 ; \beta_1 = 0.857 ; K_1 = 33.54$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.045 \times 10^3}{0.857 \times 37 \times 3.39} = 28.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{33.54} \times 28.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre de chaînage sera comme suit :

Armatures longitudinales :

En travée : 3HA 12

Aux appuis : 3HA12

Armatures transversales :

1cadre et 1 étrier en HA10.

III.7. La salle machine

III.7.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale. Dans une cage d'ascenseur, on doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant le déplacement de la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles). L'ascenseur est composé de 3 partie essentielle :

- Treuil de levage et sa polie
- La cabine
- Le contre poids

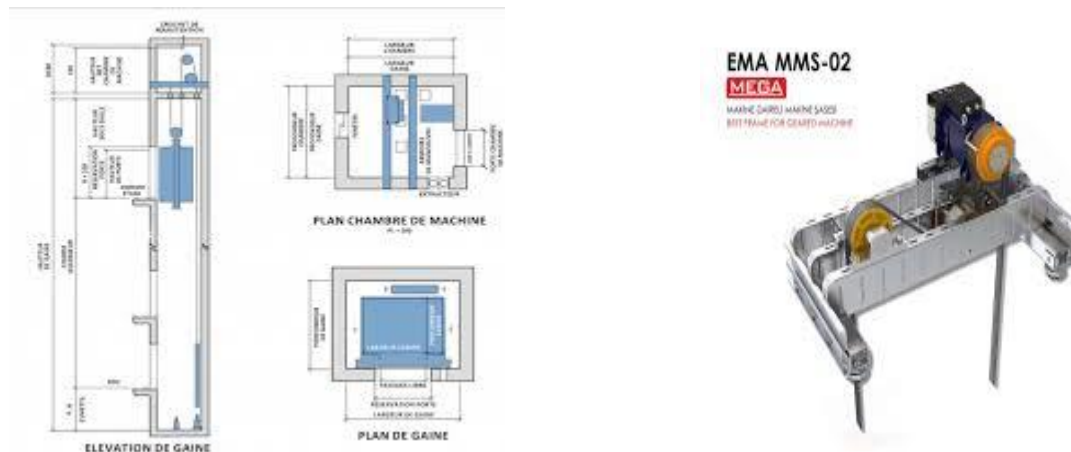


Figure.III.53. Schéma de l'ascenseur.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux), un ascenseur a été prévu.

III.7.2. Calcul de la dalle salle machine

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé, dont la surface de la cabine est de $(1.75 \times 2.07) \text{ m}^2$. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 80 tonnes (80KN), répartie sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUX, qui donne des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

➤ **Épaisseur de la dalle pleine :**

On a : $L_x = 1.75 \text{ m}$; $L_y = 2.07 \text{ m}$ L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{1.75}{30} = 5.8 \text{ cm}$$

Remarque : RPA2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$

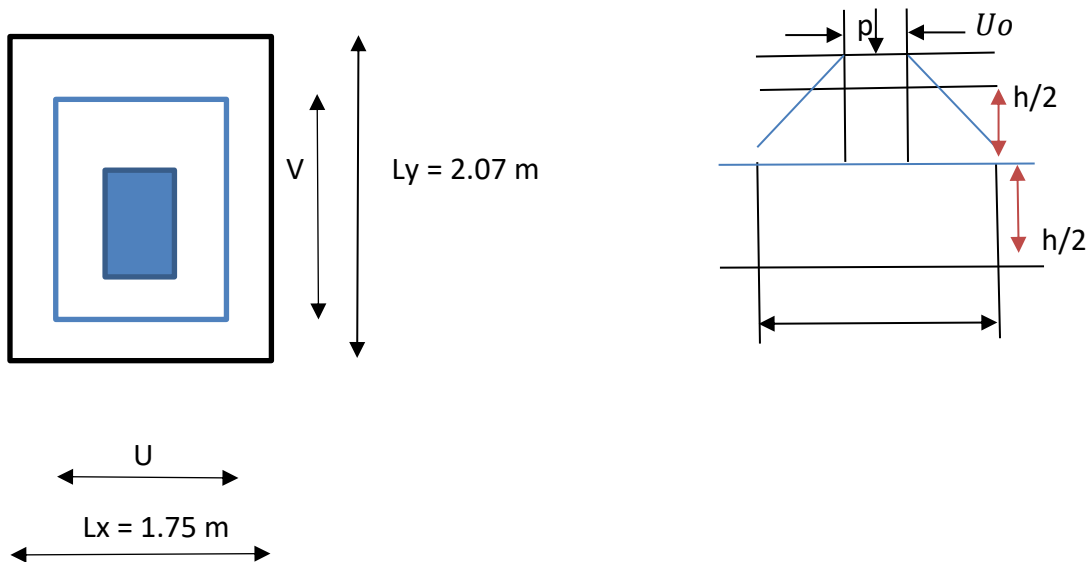


Figure III.54. Schéma statique de la dalle salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a : $U = U_o + 2\xi e + h_t$

Avec : $V = V_o + 2\xi e + h_t$

Avec : $h_t : 15 \text{ cm}$

e : revêtement de la dalle ($e=5\text{cm}$)

U_o, V_o : cote du rectangle sur lequel agit la charge P avec ($U_o, V_o = 80 \text{ cm}$)

$\xi=1$: car le revêtement est en béton

D'où :

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.75}{2.07} = 0.845 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments au milieu du panneau pour une bande d'1m de largeur dans le sens de la petite portée et la grande portée sont respectivement :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

M_x, M_y : moment au milieu du panneau dans le sens x-x et y-y, due à la charge p.

M_1, M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y}$ dans les tables de PIGEAUD.

ν : coefficient de poisson ELU : $\nu = 0$

ELS : $\nu = 0,2$

III.7.3. Calcul à ELU :

➤ Combinaison de charges :

On a :

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q \text{ avec } G = (25 \times 0.15 + 20 \times 0.2) \text{ 1ml} = 4.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.15 + 1.5 \times 1 = 7.102 \text{ KN/ml}$$

1. Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P (M_1 + \nu M_2) \quad \text{et} \quad M_1^y = P (\nu M_1 + M_2)$$

A ELU : $\nu = 0$

$$M_1^x = P_u M_1$$

$$M_1^y = P_u M_2$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.75} = 0.6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.07} = 0.507$$

Après interpolation : $M_1 = 0.095$; $M_2 = 0.067$

$$M_1^x = P_u M_1 = (108 \times 0.095) \times 1 \text{ ml} = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = P_u M_2 = (108 \times 0.067) \times 1 \text{ ml} = 7.236 \text{ KN.m}$$

2. Les moments dues au poids propre de la dalle M2 x et M2 y :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_2^x = \mu_x \text{ qu } L_x^2$$

$$M_2^y = \mu_y M_2^x$$

$$\rho = 0.845 \quad \text{Avec interpolation : } \mu_x = 0.0520 ; \quad \mu_y = 0.667$$

$$\text{Avec : } qu = 7.102 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0520 \times 7.102 \times (1.75)^2 = 1.130 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.667 \times 1.130 = 0.753 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments globaux : [superposition des moments]

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 10.26 + 1.130 = 11.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 7.236 + 0.753 = 7.989 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis, on considère le panneau comme appuyé sur 4 cotés dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moments en travées : $0.85 M_x$, $0.85 M_y$
- Moments aux appuis : $0.3 M_x$, $0.3 M_y$
 - ✓ Sens x-x :
 - En travées : $M_t^x = 0.85 \times 11.39 = 9.681 \text{ KN.m}$
 - Aux appuis : $M_a^x = 0.3 \times 11.39 = 3.417 \text{ KN.m}$
 - ✓ Sens y-y :
 - En travées : $M_t^y = 0.85 \times 7.989 = 6.790 \text{ KN.}$
 - Aux appuis : $M_a^y = 0.3 \times 7.989 = 2.396 \text{ KN.m}$

Ferrailage de la dalle :

A. Selon la petite portée (x-x) :

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } d = 15.2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

➤ En travée :

$$M_t^x = 9.681 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.681 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0436 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{D'où : } \beta = 0.978$$

$$A_{st} = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.937 \times 10^3}{0.978 \times 12.5 \times 348} = 1.865 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** ($A_s=3.14\text{cm}^2$) ; Avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

➤ Aux appuis :

$$M_a^x = 3.417 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.417 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0154 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{D'où : } \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.417 \times 10^3}{0.992 \times 12.5 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ($A_s=3.14\text{cm}^2$) ; Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

B. Selon la grande portée (y-y) :

➤ En travée :

$$M_t^y = 6.790 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.790 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

D'où : $\beta = 0.985$

$$A_{st} = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.790 \times 10^3}{0.985 \times 12.5 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ($A_s=3.14\text{cm}^2$) ; Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

➤ Aux appuis :

$$M_a^y = 2.396 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.396 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

D'où : $\beta = 0.995$

$$A_a = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.396 \times 10^3}{0.995 \times 12.5 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10

($A_s=3.14\text{cm}^2$) ; Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

III.5.4. Vérification à ELU :

1. Condition de non fragilité : [Art.4.2.1 du BAEL91]

✓ Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{b x h} = \frac{W_0 (3-\rho x)}{2} \rightarrow A_x \geq \frac{W_0 (3-\rho x)}{2} b x h$$

Avec : A_x : Section des armatures.

W₀ : taux d'armatures dans chaque direction ; w₀ = 0.8‰

b x h : section du béton

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \times (3 - 0.845) = 1.293 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.221 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s^t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.221 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens y-y :**

$$W_y = \frac{A_y}{b h} \geq W_0 \rightarrow A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y = 15 \times 100 \times 0.0008 = 1.2 \text{ cm}^2$$

D'où $A_y \geq 1.2 \text{ cm}^2$

$$A_s^a = A_s^t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Écartement des barres : [Art.8.2.42 du BAEL91]

La direction la plus sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La direction la moins sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Condition de non poinçonnement : [Art.5.2.42]

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2 (U+V) = 2 (1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$P_u = 1.35G = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$P_u = 108 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge P :

$$\checkmark \text{ Au milieu de U : } T_{max} = \frac{Pu}{2V+U} = \frac{108}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 34.28 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Au milieu de V : } T_{max} = \frac{Pu}{3V} = \frac{108}{3 \times 1.05} = 34.28 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{34.28}{1000 \times 125} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.27 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau < \tau'$, donc la condition est vérifiée.

III.5.5. Calcul à ELS :

1) Combinaison de charges :

On a :

$$P_s = P = 80 \text{ KN}$$

$$q_s = G+Q / \text{ avec } G = (25 \times 0.15 + 20 \times 0.2) \text{ ml} = 4.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.15 + 1 = 5.15 \text{ KN/ml}$$

2) Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) \text{ et } M_1^y = P (vM_1 + M_2)$$

$$v = 0.2 \text{ à ELS} \Rightarrow M_1 = 0.095$$

$$M_2 = 0.067$$

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) = 80 (0.095 + 0.2 \times 0.067) = 8.672 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1^x = 8.672 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = P (vM_1 + M_2) = 80 (0.2 \times 0.095 + 0.067) = 6.88 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1^y = 6.88 \text{ KN.m}$$

3) Les moments dues au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_2^x = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M^y = \mu_y M^x$$

$$\rho = 0.845 \Rightarrow \text{Avec interpolation : } \mu_x = 0.0589 \quad \mu_y = 0.764$$

$$\text{Avec : } q_s = 5.15 \text{ KN/ml}$$

$$M^x = 0.0589 \times 5.15 \times (1.75)^2 = 9 \text{ KN.m} \rightarrow M^x = 9 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 0.764 \times 9 = 6.876 \text{ KN.m} \rightarrow M^y = 6.876 \text{ KN.m}$$

4) Les moments globaux : [superposition des moments]

$$M_x = M^1_x + M^2_x = 8.672 + 9 = 17.672 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M^1_y + M^2_y = 6.88 + 6.876 = 13.756 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis, on considère le panneau comme appuyé sur 4 cotés dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moments en travées : $0.85 M_x, 0.85 M_y$

- Moments aux appuis : $0.3 M_x, 0.3 M_y$

✓ Sens x-x :

- En travées : $M^x_t = 0.85 \times 17.672 = 15.021 \text{ KN.m}$

- Aux appuis : $M^x_a = 0.3 \times 17.672 = 5.301 \text{ KN.m}$

✓ Sens y-y :

- En travées : $M^y_t = 0.85 \times 13.756 = 11.692 \text{ KN.m}$

- Aux appuis : $M^y_a = 0.3 \times 13.756 = 4.126 \text{ KN.m}$

5) Ferrailage de la dalle :

C. Selon la petite portée (x-x) :

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } d = 15 \times 2 \times 5 = 12.5 \text{ cm}$$

➤ En travée :

$$M^x_t = 15.021 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^x_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.021 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0677$$

$$\text{D'où : } \beta = 0.965$$

$$A_{st}^x = \frac{M_t^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.021 \times 10^3}{0.965 \times 12.5 \times 348} = 3.57 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$M_a^x = 5.301$$

$$\mu_s = \frac{M_a^x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.301 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0238$$

D'où : $\beta_s = 0.988$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.301 \times 10^3}{0.988 \times 12.5 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

D. Selon la grande portée (y-y) :

➤ En travée :

$$M_t^y = 11.692 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.692 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0526$$

D'où : $\beta = 0.973$

$$A_{st}^y = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.692 \times 10^3}{0.973 \times 12.5 \times 348} = 2.76 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$M_a^y = 4.126 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_a^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.126 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0185$$

D'où : $\beta_s = 0.991$

$$A_a = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.126 \times 10^3}{0.991 \times 12.5 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à ELU suffisent.

III.5.6. Vérification à ELS :

1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

- Sens x-x :

➤ En travée :

$$M_s = 8.36 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251 \rightarrow k_1 = 47.697 \rightarrow \beta_1 = 0.92025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{8.36 \times 10^3}{0.92025 \times 12.5 \times 3.14} = 231.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{231.45}{47.697} = 4.85 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$M_s = 5.301 \text{ KN.m} ; A_s = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.160 \rightarrow k_1 = 61.34 \rightarrow \beta_1 = 0.9343$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.301 \times 10^3}{0.9343 \times 12.5 \times 1.23} = 369.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{369.02}{61.34} = 6.015 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrillé avec des HA8} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

État limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III.8. Planchers en dalle pleine sur trois appuis

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 deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

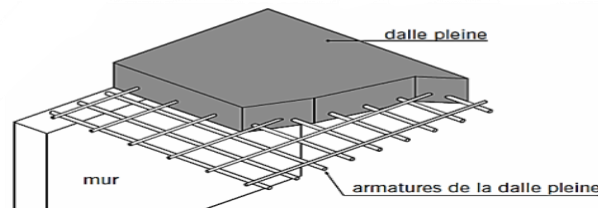


Figure.III.55. Schéma de dalles pleines.

III.8.1. Dimensionnement de la dalle

l_x : La plus petite dimension du panneau. $l_x = 1.75 \text{ m}$

l_y : La plus grande dimension du panneau. $l_y = 3.15 \text{ m}$

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

$$h_t = \frac{Lx}{30} = \frac{1.75}{30} = 5.8 \text{ cm}$$

Remarque : RPA2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur :

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Principe de calcul

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{y1} = P(\vartheta M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

$M_{x1}; M_{y1}$: moment au milieu du panneau dans le sens x-x et y-y, due à la charge p.

$M_1; M_2$: coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{Lx}; \frac{V}{Ly}$ dans les tables de PIGEAUD.

ϑ : coefficient de poisson : $\begin{cases} \text{à l'ELU: } \vartheta = 0 \\ \text{à l'ELS: } \vartheta = 0.2 \end{cases}$

Avec :

$$U = u_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = v_0 + 2\xi e + h_t$$

e : revêtement de la dalle ($e=5\text{cm}$)

$\xi = 1$: car le revêtement est en béton.

P : intensité de la charge concentrée.

$$u_0 = 80\text{cm} ; v_0 = 80\text{cm}.$$

D'où :

$$U = 0.80 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 ; U = 1.05\text{m}$$

$$V = 0.80 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 ; V = 1.05\text{m}$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \rho = \frac{1.75}{3.15} ; \rho = 0.56 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

III.8.2. Détermination des sollicitations

$$\text{Poids propre : } G = \gamma_b \times h_t \times 1 ; \mathbf{G} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75\text{KN/ml}$$

$$\text{La surcharge : } Q = 1\text{KN/ml}$$

➤ A l'ELU :

$$P_u = 1.35P ; P_u = 1.35 \times 90 ; P_u = 125.5 \text{ KN.}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q ; q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 ; q_u = 6.56\text{KN/ml} .$$

➤ À l'ELS :

$$P_s = 90\text{KN.}$$

$$q_s = G + Q ; q_s = 3.75 + 1 ; q_s = 4.75\text{KN/ml}$$

III.8.3. Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91 modifié 99.

Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P_u (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_1^y = P_u (\vartheta M_1 + M_2)$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.75} = 0.6 ; \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{3.15} = 0.33 ; \rho = 0.5$$

$$\text{Après interpolation : } \begin{matrix} M_1=0.128 \\ M_2=0.077 \end{matrix}$$

$$M_1^x = P_u M_1 ; M_1^x = 121.5 \times 0.128 ; M_1^x = 15.55\text{KN.m}$$

$$M_1^y = P_u M_2 ; M_1^y = 121.5 \times 0.077 ; M_1^y = 9.36\text{KN.m}$$

Les moments dues au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_2^x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_2^y = \mu_y M_2^x \quad ; \quad \rho = 0.5$$

Avec interpolation : $\mu_x = 0.0855$; $\mu_y = 0.253$; $q_u = 6.56 \text{KN/ml}$

$$M_2^x = 0.0855 \times 6.56 \times (1.75)^2 = 1.72 \text{KN.m.}$$

$$M_2^y = 0.253 \times 1.72 = 0.44 \text{KN.m.}$$

- Les moments globaux (superposition des moments)

$$M_x = M_1^x + M_2^x \quad ; \quad M_x = 15.55 + 1.72 \quad ; \quad M_x = 26.75 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y \quad M_y = 9.36 + 0.44 = 9.8 \text{KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastremets de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

- Moments en travées : $M_t = 0.85 M_x$; $M_t = 0.85 M_y$
- Moments aux appuis : $M_a = 0.3 M_x$; $M_a = 0.3 M_y$

- Sens x-x :

- En travées : $M_t^x = 0.85 \times 26.75$; $M_t^x = 22.73 \text{KN.m}$

- Aux appuis : $M_a^x = 0.3 \times 26.75$; $M_a^x = 8.03 \text{KN.m}$

- Sens y-y :

- En travées : $M_t^y = 0.85 \times 9.8$; $M_t^y = 8.33 \text{KN.m}$

- Aux appuis : $M_a^y = 0.3 \times 9.8$; $M_a^y = 2.94 \text{KN.m}$

III.8.4 ferrailages à l'état limite ultime ELU

- Selon la petite portée (x-x) :
On a : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$.

En travée : $M_t^x = 22.73 \text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t^x}{b d^2 f_{bu}} \quad ; \quad \mu_u = \frac{22.73 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} \quad ; \quad \mu_u = 0.094$$

$\mu_u = 0.094 < \mu_l = 0.392$La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_a = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_{st} = \frac{22.73 \times 10^3}{0.951 \times 13 \times 348} ; \quad A_{st} = 5.20 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

En appuis :

$$M_a^x = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^x}{b d^2 f_{bu}} \quad \mu_u = \frac{8.03 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} \quad \mu_u = 0.033$$

$\mu_u = 0.033 < \mu_l = 0.392$La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_u = 0.033 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad A_a = \frac{8.03 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} ; \quad A_a = 1.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Selon la grande portée (y-y) :

$$\text{En travée : } M_t^y = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} \quad \mu_u = \frac{8.33 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} ; \quad \mu_u = 0.034$$

$\mu_u = 0.034 < \mu_l = 0.392$La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_u = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_{st} = \frac{8.33 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

En appuis :

$$M_a^y = 2.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^y}{b d^2 f_{bu}} ; \quad \mu_u = \frac{2.94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} ; \quad \mu_u = 0.012$$

$\mu_u = 0.012 < \mu_l = 0.392$La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_u = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad A_a = \frac{2.94 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} ; \quad A_a = 0.65$$

On adopte : $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.8.5. Vérification à L'ELU

1. Condition de non fragilité (Art.4.2.1. BAEL 91)

Sens x-x

$$W_x \geq \frac{w_0 (3-\rho_x)}{2}$$

$$A_x \geq \frac{w_0 (3-\rho_x)}{2} b \cdot h$$

Avec :

A_x : Section des armatures.

w_0 : taux d'armatures dans chaque direction ; $w_0 = 0.8\%$

$b \cdot h$: section du béton

$$A_x^{min} \geq \frac{0.0008 \times (3-0.5)}{2} \times 100 \times 13 A_x^{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$A_t = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens x-x :

$$W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 ; A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y = 15 \times 100 \times 0.0008 ; A_y = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Écartement des barres (Art.8.2.42. BAEL 91)

La direction la plus sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La direction la moins sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Condition de non poinçonnement (Art.5.2.42. BAEL 91)

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

u_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$u_c = 2 (U+V) = 2 (1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$P_u = 1.35G ; P_u = 1.35 \times 90 ; P_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN/ml} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN/ml}$$

$$P_u \leq 472.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchants sont max au voisinage de la charge P :

Au milieu de U :

$$T_{max} = \frac{Pu}{2V+U} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_{max} = \frac{Pu}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{38.57}{100 \times 13} ; \tau = 0.030 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} ; \bar{\tau} = 1.167 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.030 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.8.6. Calcul à L'ELS

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91 modifié 99.

Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P_s (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_1^y = P_s (\vartheta M_1 + M_2)$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.75} = 0.6 ; \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{3.15} = 0.33 ; \rho = 0.5$$

Après interpolation : $M_1 = 0.128$
 $M_2 = 0.077$

$$M_1^x = P_s (M_1 + \vartheta M_2) ; M_1^x = 90 \times (0.128 + 0.2 \times 0.077) ; M_1^x = 12.91 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = P_s M_2 ; M_1^y = 90 \times (0.2 \times 0.128 + 0.077) ; M_1^y = 9.23 \text{ KN.m}$$

Les moments dues au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_2^x = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_2^y = \mu_y M_2^x ; \rho = 0.5$$

Avec interpolation : $\mu_x = 0.0909$; $\mu_y = 0.431$; $q_u = 4.75 \text{ KN/ml}$

$$M_2^x = 0.0909 \times 4.75 \times (1.75)^2 = 1.32 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^y = 0.431 \times 1.72 = 0.57 \text{ KN.m.}$$

- Les moments globaux (superposition des moments)

$$M_x = M_1^x + M_2^x ; M_x = 12.91 + 1.32 ; M_x = 14.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y \quad M_y = 9.23 + 0.57 = 9.8 \text{KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

- Moments en travées : $M_t = 0.85M_x$; $M_t = 0.85 M_y$
- Moments aux appuis : $M_a = 0.3 M_x$; $M_a = 0.3M_y$
 - Sens x-x :
 - En travées : $M_t^x = 0.85 \times 14.23$; $M_t^x = 12.10 \text{KN.m}$
 - Aux appuis : $M_a^x = 0.3 \times 14.23$; $M_a^x = 4.27 \text{KN.m}$
 - Sens y-y :
 - En travées : $M_t^y = 0.85 \times 9.8$; $M_t^y = 8.33 \text{KN.m}$
 - Aux appuis : $M_a^y = 0.3 \times 9.8$; $M_a^y = 2.94 \text{KN.m}$

III.8.6. ferrillages à l'état limite service ELS

- Selon la petite portée (x-x) :
On a : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$.

En travée : $M_t^x = 12.10 \text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t^x}{b d^2 f_{bu}} ; \mu_u = \frac{12.10 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} ; \mu_u = 0.050$$

$\mu_u = 0.050 < \mu_l = 0.392$La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_a = 0.050 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{st} = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_{st} = \frac{12.10 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} ; \quad A_{st} = 2.74 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

En appuis :

$$M_a^x = 4.27 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^x}{b d^2 f_{bu}} \quad \mu_u = \frac{4.27 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} \quad \mu_u = 0.018$$

$\mu_u = 0.018 < \mu_l = 0.392$La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} ; A_a = \frac{4.27 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} ; A_a = 0.95 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Selon la grande portée (y-y) :

En travée : $M_t^y = 8.33 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} ; \mu_u = \frac{8.33 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} ; \mu_u = 0.034$$

$\mu_u = 0.034 < \mu_l = 0.392$La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_u = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{8.33 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

En appuis :

$$M_a^y = 2.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^y}{b d^2 f_{bu}} ; \mu_u = \frac{2.94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} ; \mu_u = 0.012$$

$\mu_u = 0.012 < \mu_l = 0.392$La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_u = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} ; A_a = \frac{2.94 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} ; A_a = 0.65$$

On adopte : $A_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Conclusion : les armatures calculées à ELS suffisent.

III.8.7. Vérification à L'ELS

1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

- Sens x-x :

En travée :

$$M_s = 12.10 \text{ KN.m} ; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \quad k_1 = 42.47 \quad \beta_1 = 0.913$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{12.10 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 259.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{259.41}{42.47} = 6.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_s = 4.27 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \quad k_1 = 61.92 \quad \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.27 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 174.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{174.77}{62.92} = 2.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

En travée :

$$M_s = 8.33 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k_1 = 48.29 \quad \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{8.33 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 221.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{221.57}{48.29} = 4.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_s = 2.94 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \quad k_1 = 61.92 \quad \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{2.94 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 120.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{120.34}{62.92} = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

nous avons ferrailé avec des HA8 → **Condition vérifiée.**

2. État limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion :

La dalle pleine sera ferrailée comme suit :

En travées

5HA12 (sens x-x) St=20cm

4HA10 (sens y-y) St=25cm

En appuis

4HA10 (sens x-x) St=25cm

4HA10 (sens y-y) St=25cm.

Chapitre IV :

***Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel
ROBOT***

I. Modélisation et présentation de logiciel ROBOT

IV.1. Introduction

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer les failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre le en exergue comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Présentation du logiciel Robot Structurale Analyse Professional

➤ *Introduction :*

Le logiciel **Robot Structurale Analyse**, est un progiciel CAO/DAO destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, etc.) en utilisant la méthode d'analyse MEF.

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre de nœud illimités. Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires, adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage de ferrailage de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

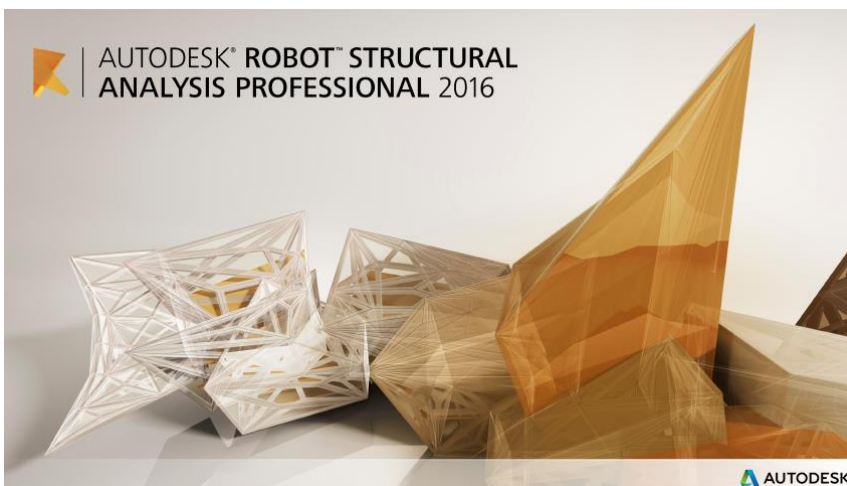
Pour faciliter le travail de l'ingénieur, il dispose d'un vaste ensemble d'outils qui simplifiant l'étude des structures.

- **Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivants :**
 - Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
 - Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (effort, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.)
 - Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
 - Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
 - Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier. Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

IV.3. Manipulation du logiciel :

- **Lancement du programme Robot :**

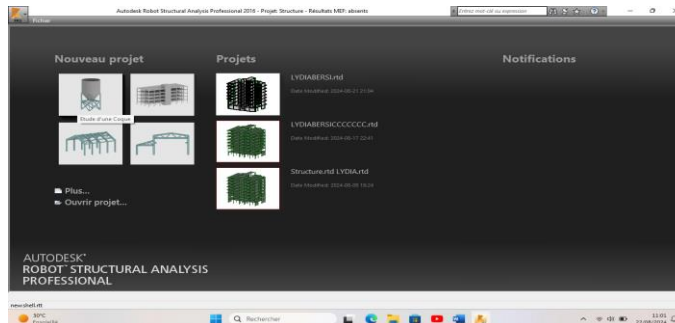
Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau de l'ordinateur qui est destiné à lancer le logiciel en effectuant un double clic, ou par un clic sur le bouton droit de la souris, puis clic sur « ouvrir ».



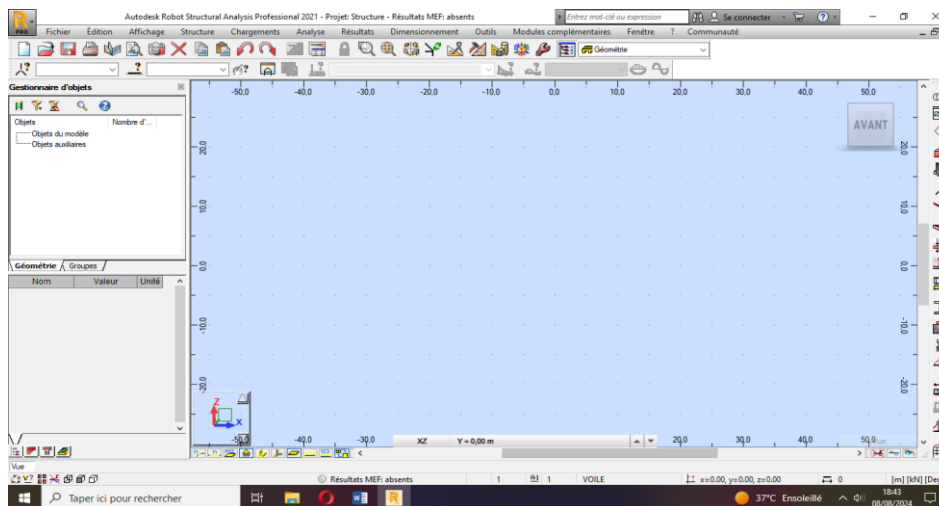
➤ Choix du type de la structure :

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.

Dans notre cas on choisira le type « *Coque* » pour l'étude de notre structure.

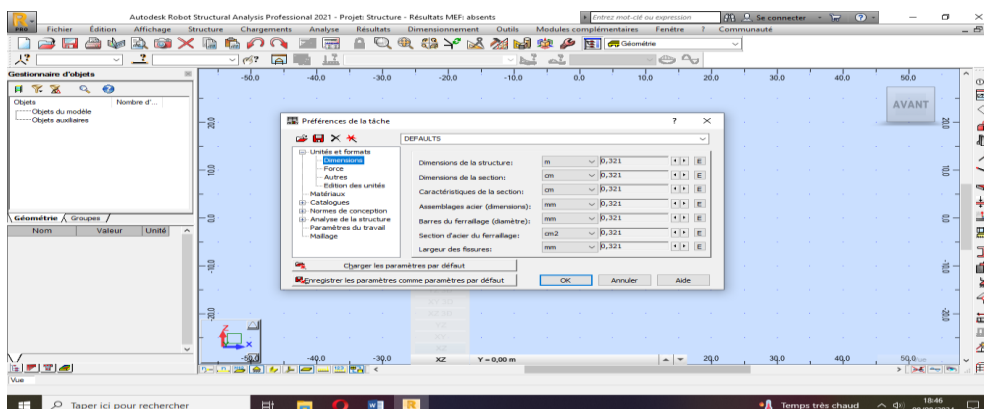


La nouvelle affaire s'affiche :



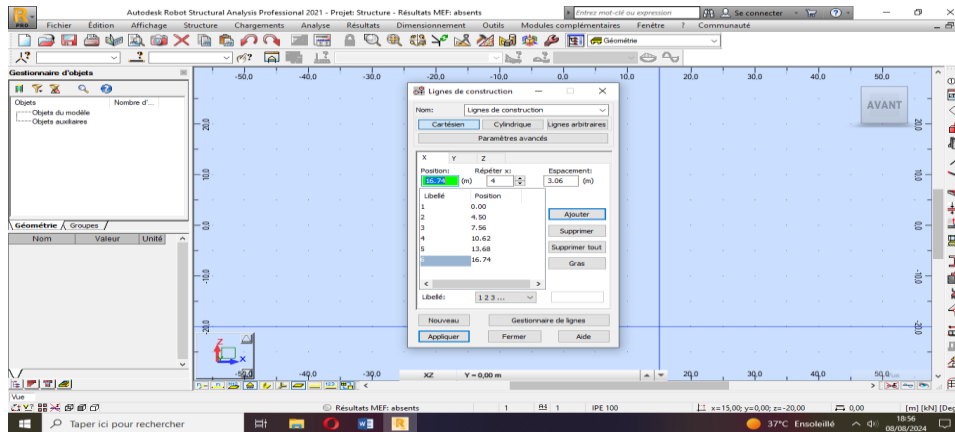
➤ Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « *outils* » on choisit « *préférence de la tâche* », pour définir les différents paramètres Tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. La boîte de dialogue « *préférence de la tâche* » s'affiche, on peut alors les configurer :



➤ **Lignes de construction :**

La commande qui sert à définir les lignes de construction est accessible par : Le menu déroulant « *Structure* » commande « *lignes de construction* ». Ou par la barre d'outils, icône



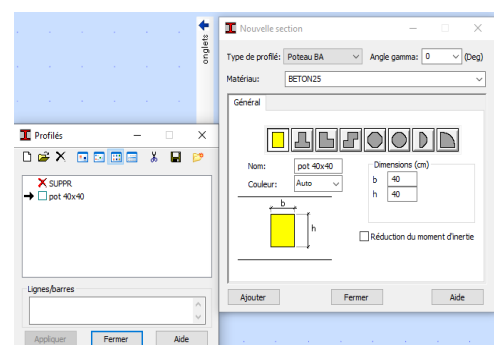
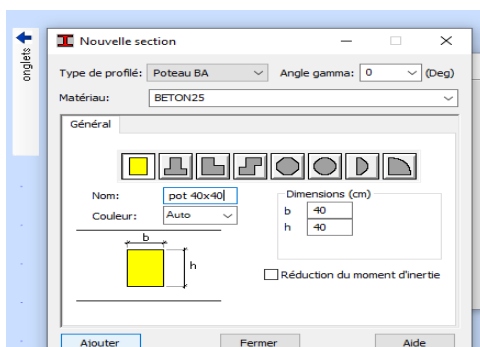
On commence par choisir l'axe des lignes de construction « *X, Y, Z* », puis on introduit les distances entre les lignes et leurs nombres de répétition, puis on clique sur « *insérer* ». Avant de finir l'introduction des lignes de construction, on donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « *1 2 3 ; A B C ; ...* » puis on clique sur « *appliquer* ».

➤ **Définition des sections poteaux et poutres (Profils des barres) :**

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure.

A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *profilés des barres* ».

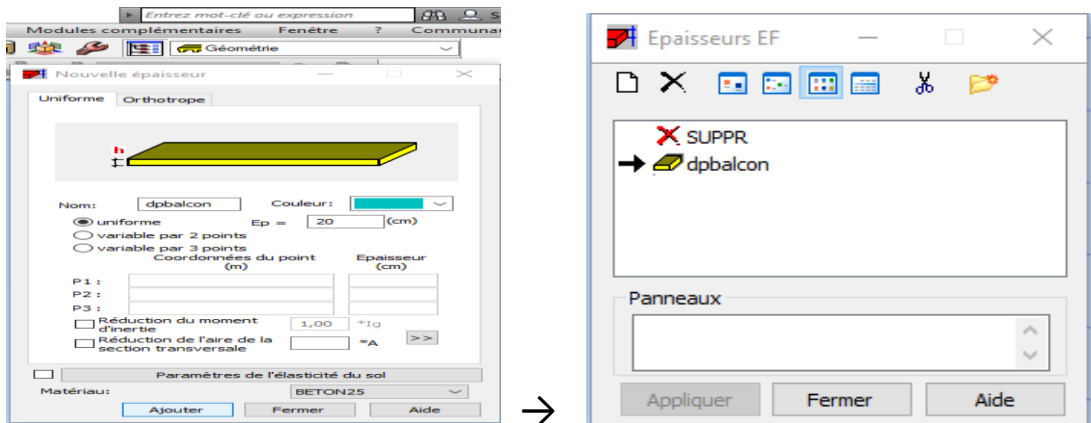
Une boîte dialogue apparaît, on clique sur « *Définir un nouveau profilé* », on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions.



➤ **Définition des éléments panneaux :**

A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *Épaisseur EF...* ».

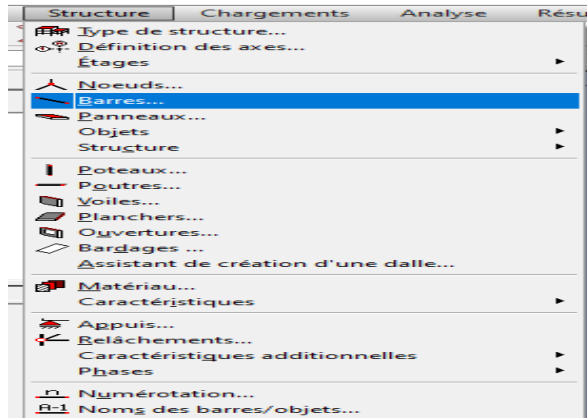
Une boîte de dialogue apparaît, après un clic sur « *définir nouvelle épaisseur* » et sur l'onglet « *Uniforme* » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau



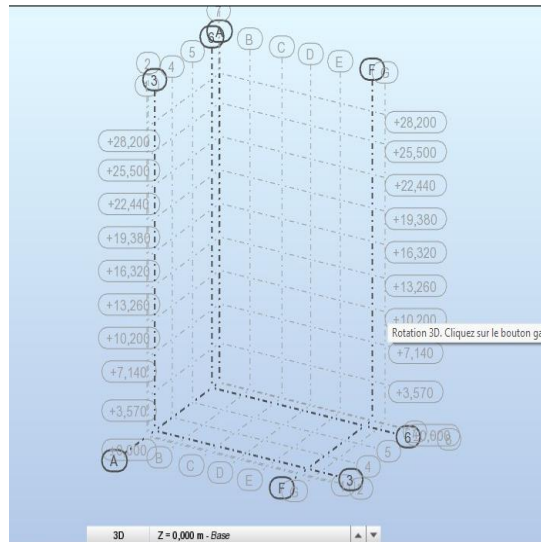
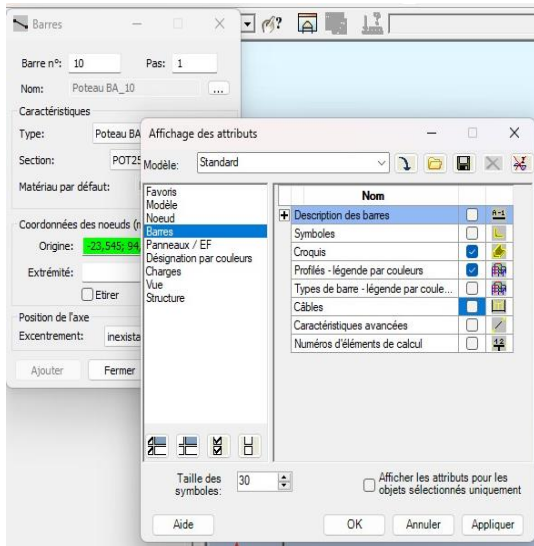
➤ **Affectation des éléments barre (poteaux ; poutres) :**

La commande est accessible :

Par le menu déroulant « *Structures* », commande « *Barres* »



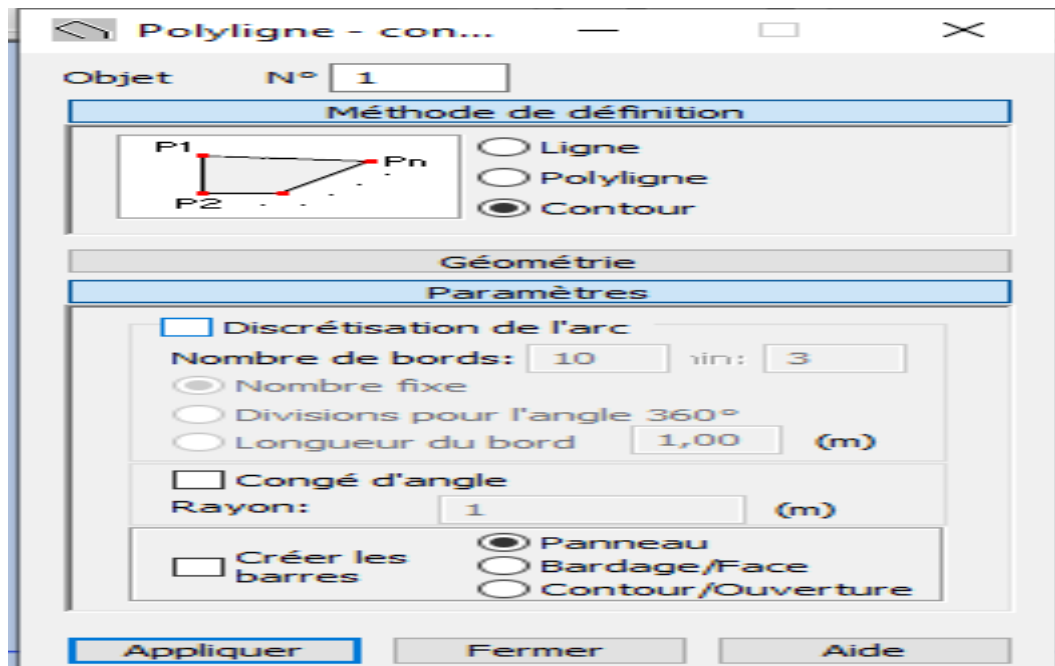
Une boîte de dialogue s'affiche, On choisit l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



➤ **Affectation des éléments surfaciques (Dalle pleine, Escalier, Voiles) :**

La commande **Panneaux** sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible. Par le menu déroulant « **Structures** », commande « **Panneaux** ». Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. On doit, pour cela, définir les contours des éléments surfaciques. On clique sur l'icône

« **Poly-ligne contour** » et on coche la case « **Contour** » ainsi que la case « **Panneau** » du bouton « **Paramètres** ».



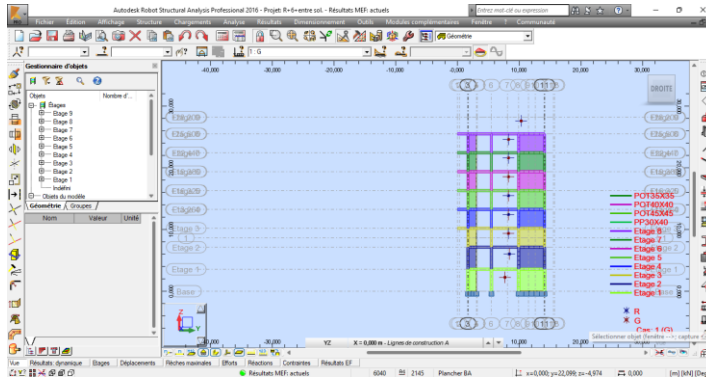
➤ **Encastrement de la structure :**

Afficher la structure en vue XY, on clique sur la case du repère et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2D.

Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appuis** ».

Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur « **Encastrement** ».

Pour encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis « **Encastrement** »

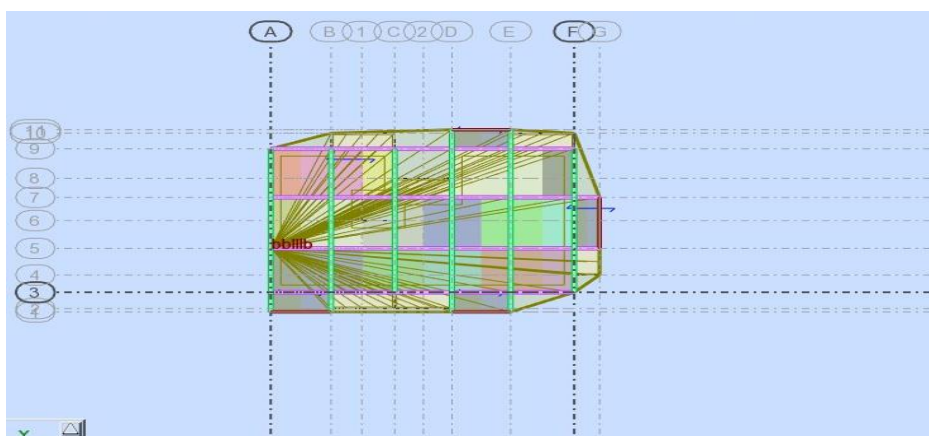


➤ **Le choix de nœud maître et nœuds esclaves :**

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône.

On clique dans la zone « **nœuds maîtres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro.

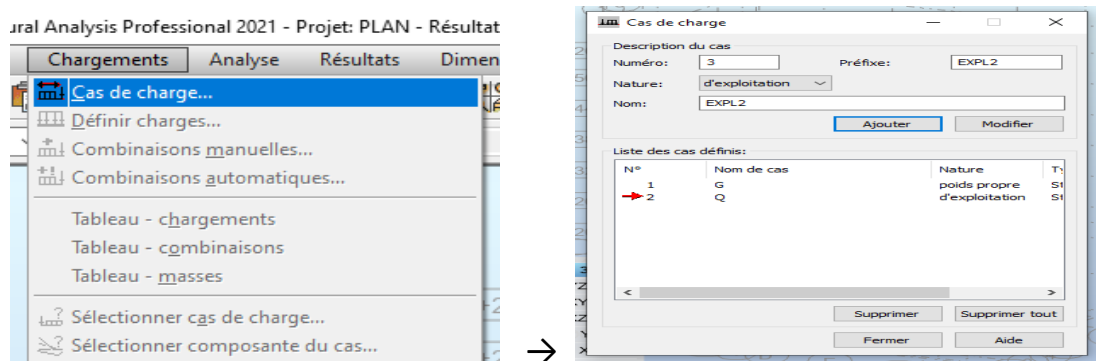
On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.



➤ **Définitions des cas de charges :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, Dans le menu.

Une boîte de dialogue s'affiche :

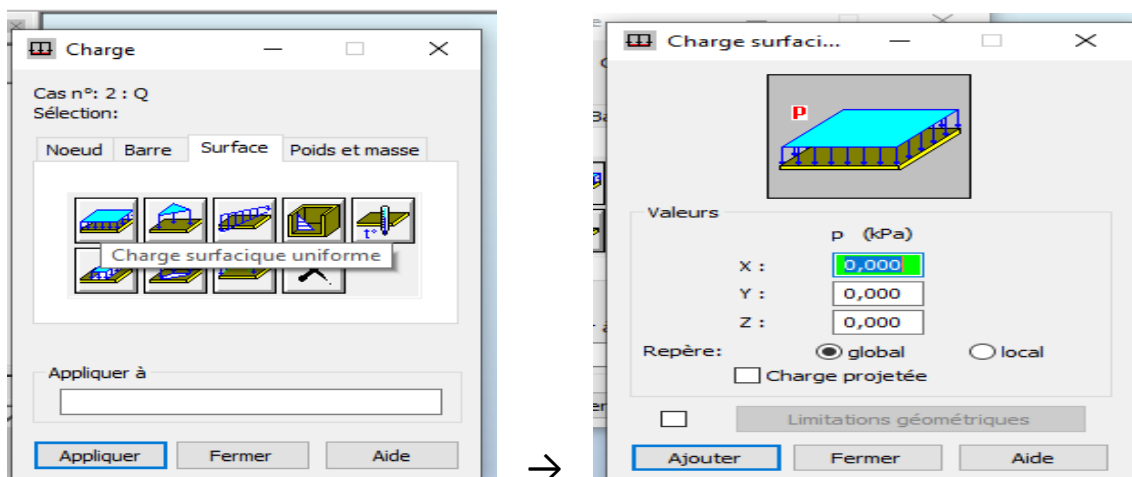


Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge
- Le Nom du cas de charge
- Cliquez sur le bouton Nouveau

➤ **Chargement de la structure :**

Pour changer la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « charge », « définir charges », dans l'onglet « surface », on fait un clique sur « charge surfacique uniforme ».

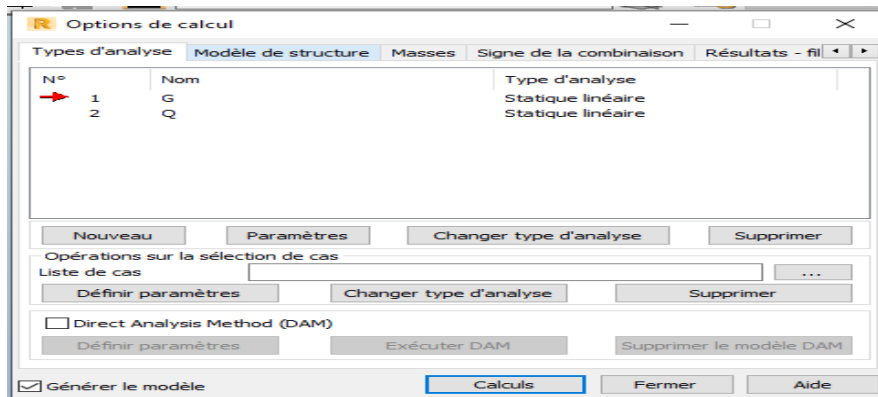


Par le même raisonnement on introduit la charge permanente P puis on charge la structure.

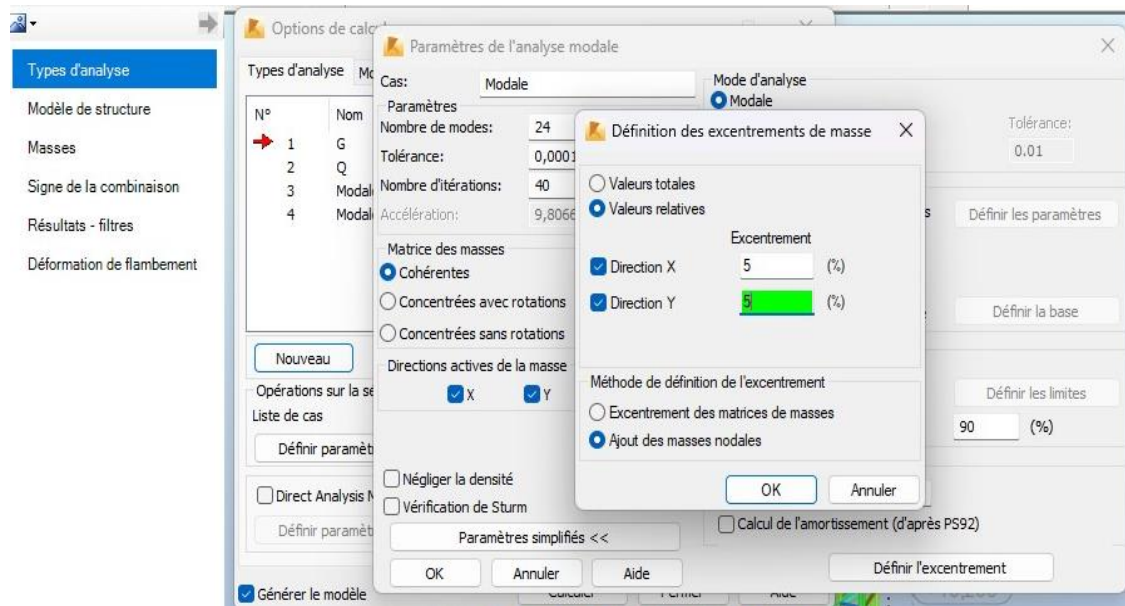
➤ **Définition des options de calculs :** (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » ; on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse.

Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du parasismique algérien 99 versions 2003 pour l'analyse sismique.

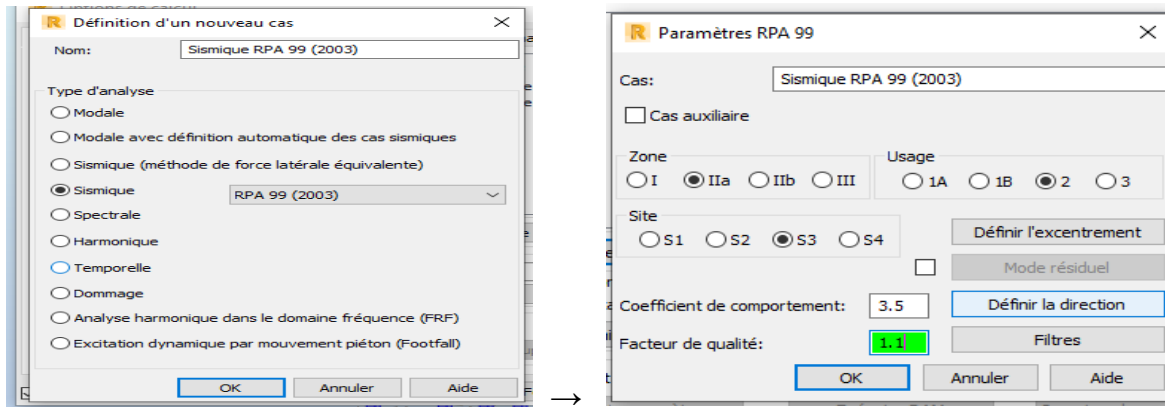


On clique sur « *Nouveau* » et sélectionné le champ « *Modale...* ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.



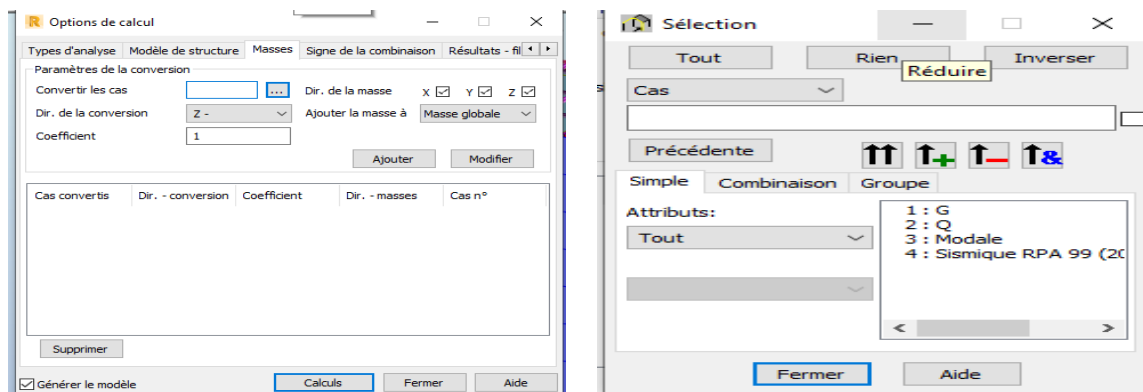
On clique une second fois sur « *Nouveau* », on coche la case sismique, on choisit *RPA99 version 2003* et « *ok* ».

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « *Définition de la direction* »



Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

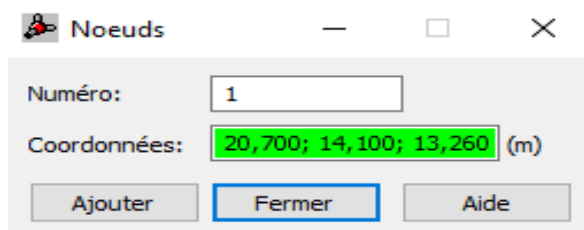
Dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « *Option de calcul* », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charges (G ou Q) et on clique sur puis sur fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur « **ajouter** ». On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.



➤ **Le nœud maître :**

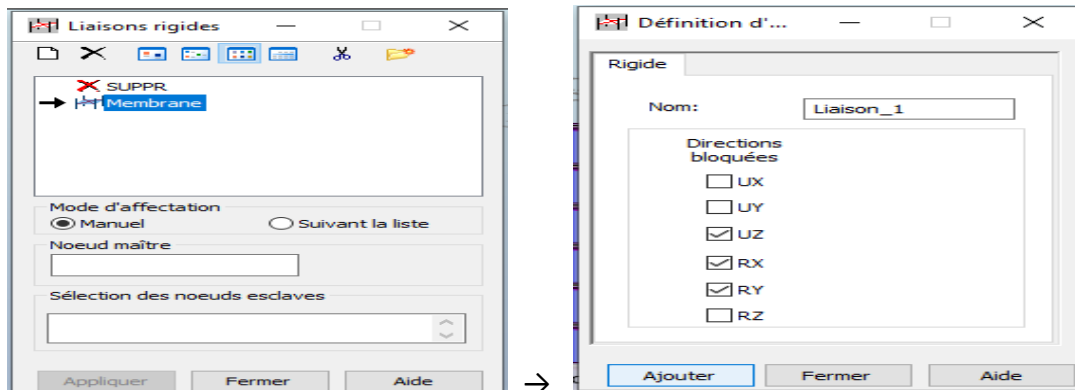
Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragme) on doit définir le nœud maître et pour se faire :

On définit d'abord ses coordonnées (X_m ; Y_m) traduites par des lignes de constructions. Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** », on crée deux lignes perpendiculaires. Dans le menu « **structure** » on clique « **nœud** » et on clique à l'intersection de ces lignes de constructions.




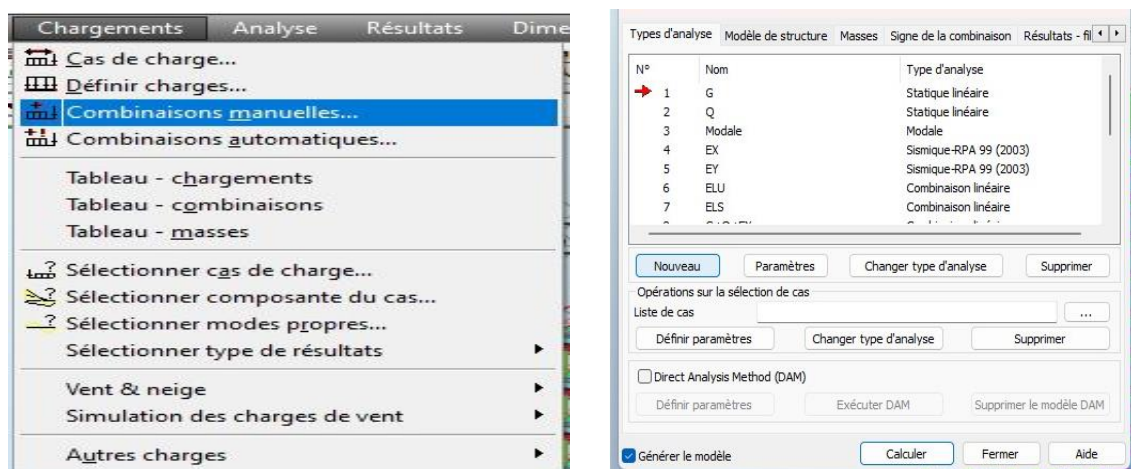
Dans le menu « **structure** », « **Caractéristiques additionnels** », « **Liaisons rigides** », on clique sur nouveau. On coche les directions bloquées.

On pose le curseur dans la case (nœud maitre) et on clique sur le nœud crée précédemment, on clique dans la case (sélectionne des nœuds esclaves), on les sélectionne manuellement.



➤ **Les combinaisons d’actions :**

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

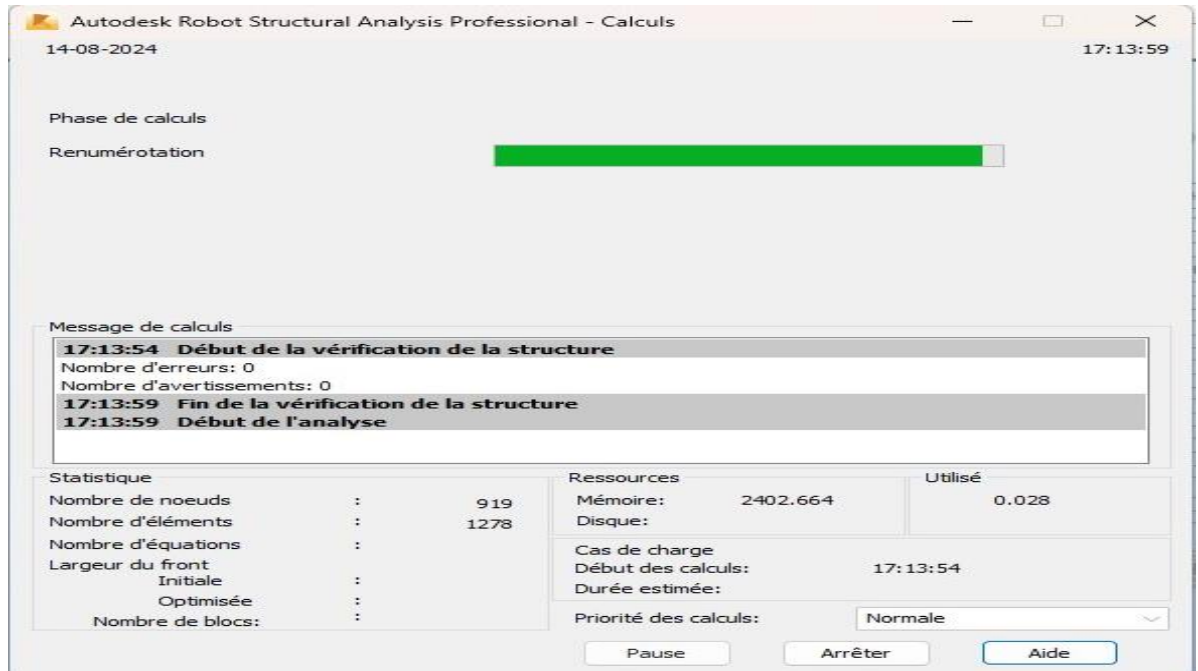


Pour faire une combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

➤ **Vérification de la structure :**

Avant de passer à l’analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s’il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la**

structure » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



➤ **Analyse de la structure :**

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance l'analyse de la structure.

IV.4. Justification des données introduites au logiciel Robot.

➤ **Choix de la méthode de calcul (Art 4.1 RPA 99 version 2003)**

Le calcul des forces sismique peut être fait suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente,
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale,
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Art 4.1.1 RPA 99 version 2003)

Notre bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de 28.20 m, implanter à BOUIRA qui est une zone **IIa**. Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ». On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

IV.6. Méthode dynamique modale spectrale

➤ **Principe de la méthode :**

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

➤ **Classification de l'ouvrage :**

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de :

$H = 28.20 \text{ m} < 48 \text{ m}$ qui est classer selon *le RPA 99 version 2003* dans le *groupe d'usage 2*

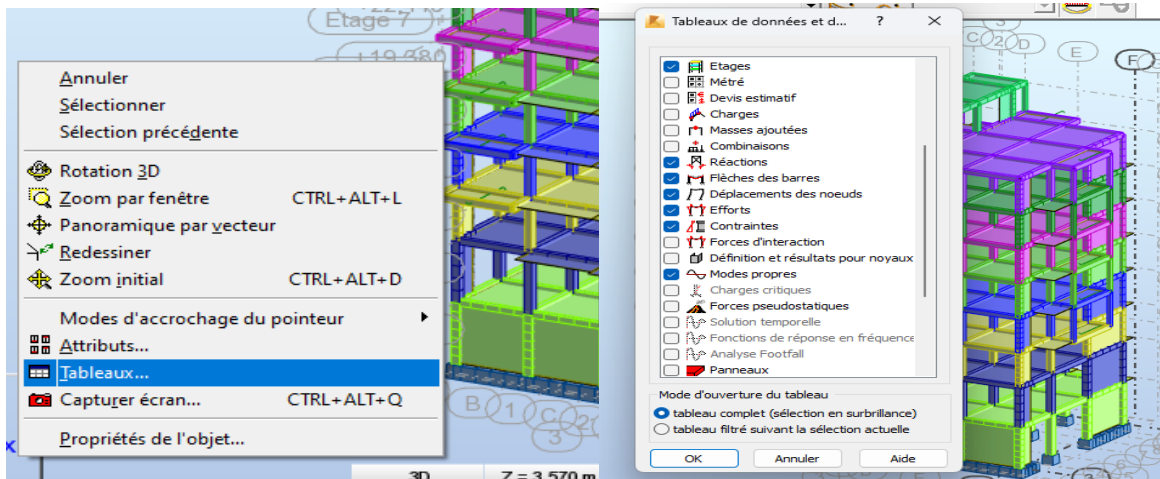
A. Classification du site :

(*Art 3.3, RPA 99 version 2003*) : D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie S3 (Site meuble).

➤ **Exploitation des résultats :**

Dans le menu « *résultat* » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi cliquer sur le bouton droit de la souris, on choisit « *tableau* », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.



FigureIV.1. Tableau des données et des résultats du logiciel ROBOT.

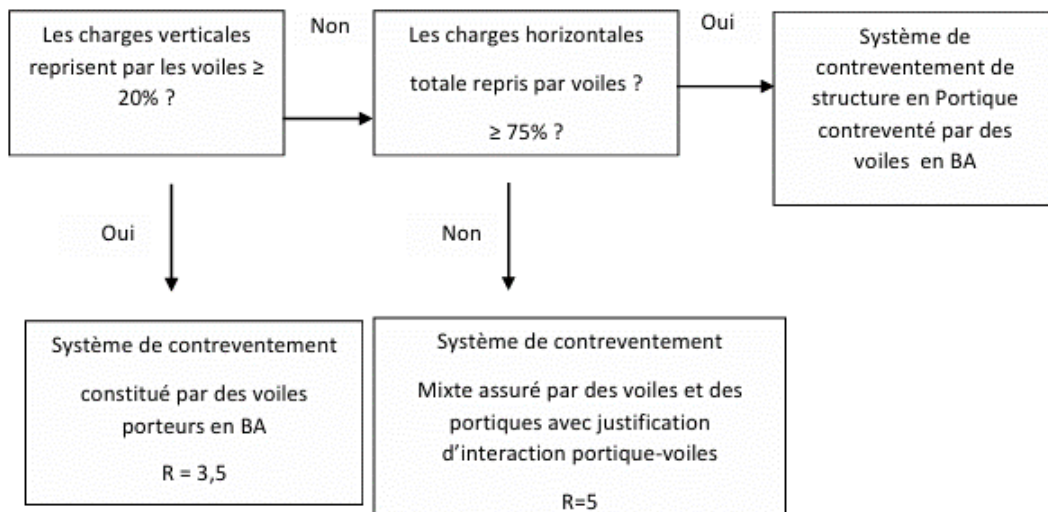
II. *Vérification des exigences RPA*

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- 1- La période fondamentale de la structure.
- 2- Les déplacements.
- 3- Les excentricités.
- 4- Justification du système de contreventement.
- 5- L'effort tranchant à la base.
- 6- Les efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- 7- L'effet ($P - \Delta$).

VI.1. *Justification du système de contreventement*

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre. Nous avons :



on doit vérifier la charge verticale :

$$F_z^{tot} \longrightarrow 100\%$$

$$F_z^{voile} \longrightarrow X$$

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
7 (C)/1	9,720 8,086 2,2	-17065,296	-8181,184	-8884,112
7 (C)/2	9,634 8,395 6,0	-15220,692	-7722,805	-7497,887
7 (C)/3	9,824 8,238 9,3	-13188,898	-5925,650	-7263,249
7 (C)/4	9,867 8,219 12,	-11014,754	-4708,360	-6306,394
7 (C)/5	9,867 8,219 15,	-8847,183	-3735,978	-5111,204
7 (C)/6	9,867 8,219 18,	-6679,612	-2764,177	-3915,435
7 (C)/7	9,867 8,219 21,	-4512,041	-1810,445	-2701,596
7 (C)/8	9,762 8,226 24,	-2344,470	-855,214	-1489,256
7 (C)/9	9,091 10,444 27	-268,062	-125,993	-142,069

JUSTIFICATION DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT:			
a°) Sous séisme (E):			Pourcentage
Effort Horizontal Total : [KN]	Fx=	1867.683	1787.683
	Fy=	1763.234	1763.234
Effort Horizontal Voiles : [KN]	Fx=	1501.343	80.39%
	Fy=	1374.68	77.96%
Effort Horizontal Poteaux : [KN]	Fx=	286.34	15.33%
	Fy=	388.554	22.04%
b°) Sous charges verticales (E.L.S):			
Effort Normal Total : [KN]	N=	17065.296	17065.296
Effort Normal Voiles : [KN]	N=	8884.112	52.06%
Effort Normal Poteaux : [KN]	N=	8181.184	47.94%

Tableau.IV.1. Charge verticale.

$$F_z^{voile} = 52.06\% > 20\%$$

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé. $R = 3.5$

VI.2. Vérification de la période (Art 4.2.4/RPA version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou avec la formule de Rayleigh ou une autre version simplifiée de celle-ci (celle définie dans notre cas par le logiciel ROBOT). La formule empirique à utiliser est la suivante : *(Art.4.6 RPA99 version 2003)*

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Mass Cumulées [%]
MAX	32,425	0,719	92,815	94,523	
Cas	3	3	3	3	
Mode	24	1	24	24	
MIN	1,391	0,031	68,396	1,121	
Cas	3	3	3	3	
Mode	1	24	1	1	

Tableau.IV.3. de la période.

$$T = C_T \times h_N^{(3/4)} \quad ; \quad T_{ROBOT} < 1.3 \cdot T_{CAL}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de *(Tab.4.6.RPA 99 version 2003)*.

$$T = 0.05 \times 28.20^{(3/4)} \quad ; \quad T = \mathbf{0.612s} \quad ; \quad 1.3 \times 0.612 = 0.796s \quad T_{ROBOT} = \mathbf{0.716s}$$

$$T_{ROBOT} = 0.719s < 1.3 \times T = 0.796s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A	B	C	D	E	F	G	H	I															
Br@him_S@DOUDI		VERIFICATION DE LA PERIODE EMPIRIQUE																					
T_{cal} (s)	h_N (m)	C_T	T_{emp} (s)	Observation	$T = C_T h_N^{3/4}$																		
0.719	28.2	0.05	0.6118667	vérifié																			
T _{cal} : Période calculée ou donnée par le logiciel.																							
h _N : Hauteur de la structure.																							
C _T : coefficient, fonction du système de contreventement, et type de remplissage.																							
Tempirique : La période empirique.																							
N.B : Modifier seulement les cases rouges.																							
Les résultats sont en vert.																							
					Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C _T																		
					<table border="1"> <thead> <tr> <th>Cas n°</th> <th>Système de contreventement</th> <th>C_T</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie</td> <td>0,075</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie</td> <td>0,085</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie</td> <td>0,050</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie</td> <td>0,050</td> </tr> </tbody> </table>				Cas n°	Système de contreventement	C _T	1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075	2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085	3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050	4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050
Cas n°	Système de contreventement	C _T																					
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075																					
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085																					
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050																					
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050																					

VI.3. Vérification Les excentricités.

D'après le (*Art.4.3. RPA 99 version 2003*), dans le cas où il procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à : $\pm 0.05 L$.

Les valeurs de l'excentricité calculée par ROBOT sont données par les tableaux suivants :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A17 19A21 37		19,100	14,450	0,955	0,723
2	Etage 2	27A30 36A90P1		19,100	15,730	0,955	0,787
3	Etage 3	152A154 165A1		20,700	15,730	1,035	0,787
4	Etage 4	149A151 155A1		20,700	15,730	1,035	0,787
5	Etage 5	158A160 171A1		20,700	15,730	1,035	0,787
6	Etage 6	174A176 248A2		20,700	15,730	1,035	0,787
7	Etage 7	139A141 143A1		20,700	15,730	1,035	0,787
8	Etage 8	135A138 289A2		20,700	15,730	1,035	0,787
9	Etage 9	18 67A70 126 1		5,670	10,230	0,284	0,512

Tableau.IV.4. L'excentricité théorique.

$$e_{x1} - e_{y1} < 5\%L_x ; e_{x1} - e_{y1} < 5\%L_y$$

A partir du tableau précédent donné par le logiciel ROBOT :

$$L_x = 20.79m ; L_y = 15.73m$$

$$5\%L_x = 0.05 \times 20.79 ; 5\%L_x = 1.040m.$$

$$5\%L_y = 0.05 \times 15.73 ; 5\%L_y = 0.787m.$$

Étage	$e_{x1} - e_{y1}(m)$	$5\%L_x(m)$	$5\%L_y(m)$	Condition
1	0.232	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>
2	0.186	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>
3	0.248	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>
4	0.248	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>
5	0.248	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>
6	0.248	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>
7	0.248	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>
8	0.248	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>
9	0.248	1.040	0.787	<i>Vérifier</i>

Tableau.IV.5. L'excentricité théorique et accidentelle.

L'excentricité à retenir d'après le RPA est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle donc :

$$e_x = 1.040m.$$

$$e_y = 0.787m.$$

VI.4. Vérification Les déplacements

ROBOT permet d'obtenir tous les déplacements absolus de la structure sous forme de tableaux :

➤ **Déplacements relatifs :**

D'après le (Art .5.10. RPA), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau k – 1 est égal à :

$$\Delta_x = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%h_k$$

$$\Delta_y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%h_k$$

Avec :

h_k : Hauteur d'étage K.

δ_k : déplacement dû aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion).

Les valeurs de seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit :

- Bouton droit, on choisit "tableau", puis on coche "étage".
- Cliquer sur "déplacement".
- Bouton droit "filtre spécial", décocher tout et laisser uniquement drU_x et drU_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
- Bouton droit "filtre", sélectionner Ex et Ey.
- Relever drU_x pour le cas 4 E_x et drU_y pour le cas 5 E_y .

Cas/Etage	dr UX [cm]
4/ 1	0,136
4/ 2	0,702
4/ 3	0,839
4/ 4	0,901
4/ 5	0,878
4/ 6	0,801
4/ 7	0,699
4/ 8	0,596
4/ 9	0,482

Cas/Etage	dr UY [cm]
5/ 1	0,182
5/ 2	0,409
5/ 3	0,508
5/ 4	0,575
5/ 5	0,609
5/ 6	0,612
5/ 7	0,594
5/ 8	0,517
5/ 9	0,186

Suivant Ex :

Niveau	drU_x, cm	$1\%h_k$	observations
1	0,136	3.57	Vérifiée
2	0,702	3.57	Vérifiée
3	0,839	3.06	Vérifiée
4	0,901	3.06	Vérifiée
5	0,878	3.06	Vérifiée
6	0,801	3.06	Vérifiée
7	0,699	3.06	Vérifiée
8	0,596	3.06	Vérifiée
9	0,482	2.7	Vérifiée

suivant YY

Niveau	drU_y, cm	$1\%h_k$	Observations
1	0,182	3.57	Vérifiée
2	0,409	3.57	Vérifiée
3	0,508	3.06	Vérifiée
4	0,575	3.06	Vérifiée
5	0,609	3.06	Vérifiée
6	0,612	3.06	Vérifiée
7	0,594	3.06	Vérifiée
8	0,517	3.06	Vérifiée
9	0,186	2.7	Vérifiée

Tableau.IV.6. Les déplacements.

IV.5. Vérification de l'effet ($P - \Delta$) (Art.5.9.RPA 99 version 2003)

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{h_k \cdot V_k} \leq 0.10.$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau. $K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" ; $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

L'effet P représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_x^k (cm)	Δ_y^k (cm)	V_x^k (KN)	V_y^k (KN)	θ_x	θ_y
1	357	13642,844	0,136	0,182	1687,683	1763,234	0.004	0.02
2	357	12145,002	0,702	0,409	1664,395	1721,908	0.01	0.01
3	306	10520,471	0,839	0,508	1588,554	1631,322	0.02	0.02
4	306	8799,718	0,901	0,575	1462,710	1503,450	0.02	0.02
5	306	7083,523	0,878	0,609	1291,001	1333,765	0.02	0.02
6	306	5367,329	0,801	0,612	1074,654	1121,394	0.01	0.01
7	306	3651,134	0,699	0,594	809,862	857,235	0.01	0.01
8	306	1934,939	0,596	0,517	489,278	526,323	0.002	0.002
9	270	235,619	0,482	0,186	112,956	118,406	0	0

Tableau.IV.7. Vérification de l'effet($P - \Delta$).

$\theta_x < 0.1$; $\theta_y < 0.1$Condition vérifiée.

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI.6. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art. 4.3.6. RPA version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule :

$$V_x ; V_y > 80\%V.$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

Calcul des coefficients A ; D ; R :

A : coefficient d'accélération de zone, donne par le RPA 2003 tableau 4.1 dépend de deux paramètres : *Groupe d'usage : 2* ; *Zone sismique : IIa* ; $A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots T \geq 3s. \end{cases}$$

T : La période avec une précision de $T = 0.796s$

T_1 ; T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site. Donnée par le tableau 4.7 du RPA version 99 : *site S₃* $\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante :

Construction auto stable : $\xi = 7\%$.

Construction par voile : $\xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{(7/(2 + \xi))} ; \xi = 10\% ; \eta = 1.8.$$

$$D = 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} ; D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.790}\right)^{2/3} ; D = 1.39$$

Q: Le facteur de qualité de la structure, est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Critère q	Observé	Non Observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10
$P_q = 1.15$		

Tableau IV.8. Valeurs de pénalités P_q .

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

W : est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau i :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 ; $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

$$\begin{matrix} W_{Gi}=12712.662KN \\ W_{Qi}=4255.165KN \end{matrix} ; W_i = 12712.662 + 0.2 \times 4255.165 ; W_i = 13563.695KN$$

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R} ; V = \frac{0.15 \times 0.923 \times 1.15 \times 13563.695}{3.5} ; V = 617.022KN.$$

$$\begin{matrix} V_x=157.223KN. \\ V_y=1736.34KN. \end{matrix} ; 80\%V = 0.8 \times 617.022 ; 80\%V = 493.618KN$$

$$V_x ; V_y > 80\%V ; \begin{matrix} V_x=157.223KN > 80\%V=493.618KN \\ V_y=1736.34KN > 80\%V=493.618KN \end{matrix} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE									$V = \frac{A.D.Q}{R}W$	$0.8 \times V_{MSE} \geq V_{sismic}$			Br@him S.		
A	ξ	η	T1	T2	Te	D	Q	R	W (kN)	Ht (m)	Ct	Vsismic (kN)	VMSE (kN)	Observations	
0.15	10	0.764	0.15	0.50	0.612	1.641	1.15	3.5	13642.844	28.2	0.05	1687.683	411.418	Vérifiée	
N.B : Modifier seulement les cases rouges.									Les résultats sont en vert.						
<p>A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)</p> <p>D: facteur d'amplification dynamique (figure 4.1)</p> <p>Q: facteur de qualité</p> $Q = 1 + \sum_{q=1}^3 P_q$ <p>P_q: coefficient de pénalité (tableau 4.4)</p> <p>R: Coefficient de comportement globale de la structure (tableau 4.3)</p> <p>W: Poids total de la structure</p> $W = \sum_{i=1}^n (W_{G_i} + \beta.W_{Q_i})$ <p>W_{G_i}: Poids des charges permanentes</p> <p>W_{Q_i}: Poids des charges d'exploitations</p>									$T = C_T h_N^{3/4}$ $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$			$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$			
Tableau 4.7 : Valeurs de T ₁ et T ₂															

Tableau.IV.9. Vérification de l'effort tranchant a la base.

IV.7. Vérification de L'effort Normal Réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT		
$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$		
Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques		
Bc : aire (section brute) de cette dernière en [m]		
fcj : résistance caractéristique du béton		
Nd [KN]=	998.096	KN
a [m]=	0.45	m
b [m]=	0.45	m
fcj [Mpa]=	25	Mpa
v =	0.19715477	< 0.3 condition vérifiée

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT			
$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$			
<p>N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques B_c : aire (section brute) de cette dernière en [m] f_{cj} : résistance caractéristique du béton</p>			
N_d [KN]=	850.989	KN	
a [m]=	0.4	m	
b [m]=	0.4	m	
f_{cj} [Mpa]=	25	Mpa	
$v =$	0.21274725	< 0.3	condition vérifiée

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT			
$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$			
<p>N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques B_c : aire (section brute) de cette dernière en [m] f_{cj} : résistance caractéristique du béton</p>			
N_d [KN]=	711.588	KN	
a [m]=	0.35	m	
b [m]=	0.35	m	
f_{cj} [Mpa]=	25	Mpa	
$v =$	0.23235527	< 0.3	condition vérifiée

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT			
$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$			
<p>N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques B_c : aire (section brute) de cette dernière en [m] f_{cj} : résistance caractéristique du béton</p>			
N_d [KN]=	360.844	KN	
a [m]=	0.25	m	
b [m]=	0.25	m	
f_{cj} [Mpa]=	25	Mpa	
$v =$	0.23094016	< 0.3	condition vérifiée

Tableaux.IV.10. Les vérifications de l'effort normale réduit.

Chapitre IV :

***Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel
ROBOT***

I. Modélisation et présentation de logiciel ROBOT

IV.1. Introduction

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer les failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autre coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre le en exergue comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Présentation du logiciel Robot Structurale Analyse Professional

➤ *Introduction :*

Le logiciel **Robot Structurale Analyse**, est un progiciel CAO/DAO destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, etc.) en utilisant la méthode d'analyse MEF.

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre de nœud illimités. Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires, adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage de ferrailage de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

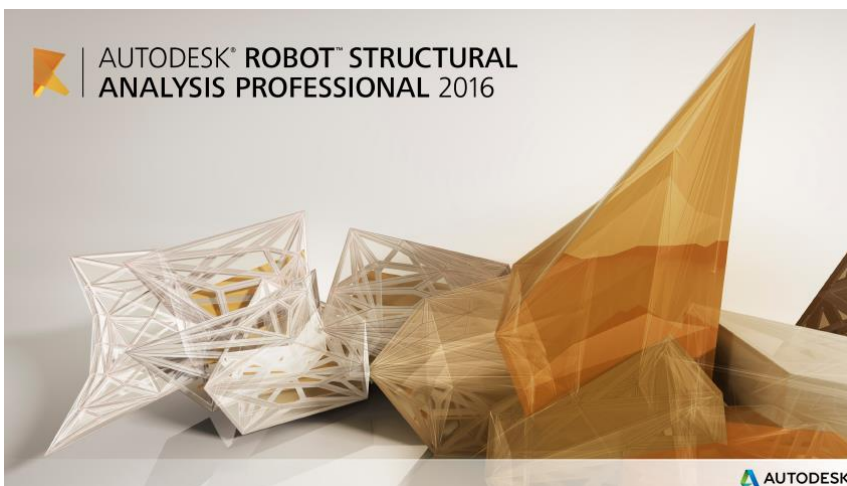
Pour faciliter le travail de l'ingénieur, il dispose d'un vaste ensemble d'outils qui simplifiant l'étude des structures.

- **Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivants :**
 - Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
 - Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (effort, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.)
 - Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
 - Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
 - Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier. Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

IV.3. Manipulation du logiciel :

- **Lancement du programme Robot :**

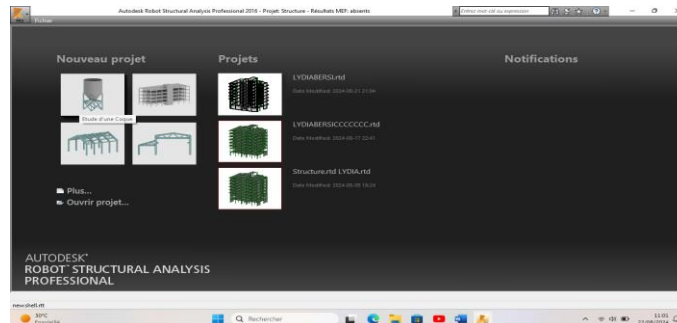
Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau de l'ordinateur qui est destiné à lancer le logiciel en effectuant un double clic, ou par un clic sur le bouton droit de la souris, puis clic sur « ouvrir ».



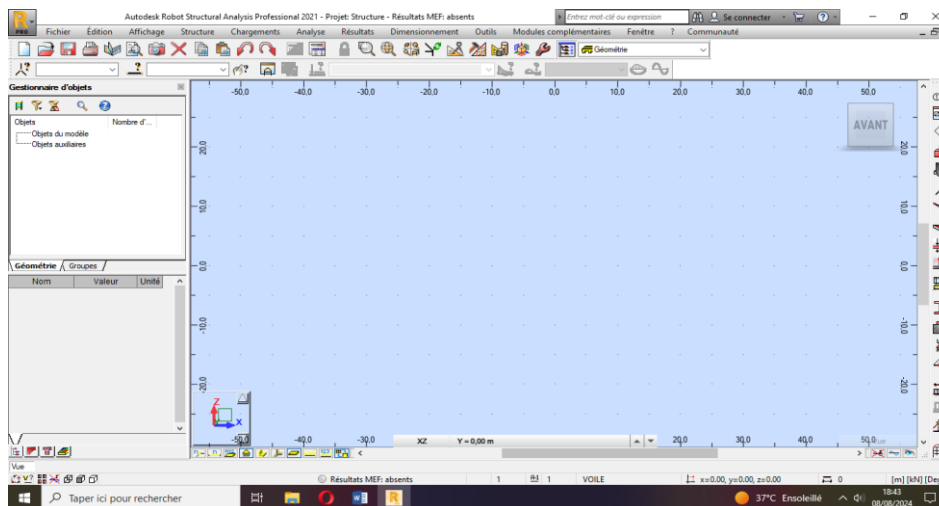
➤ Choix du type de la structure :

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.

Dans notre cas on choisira le type « *Coque* » pour l'étude de notre structure.

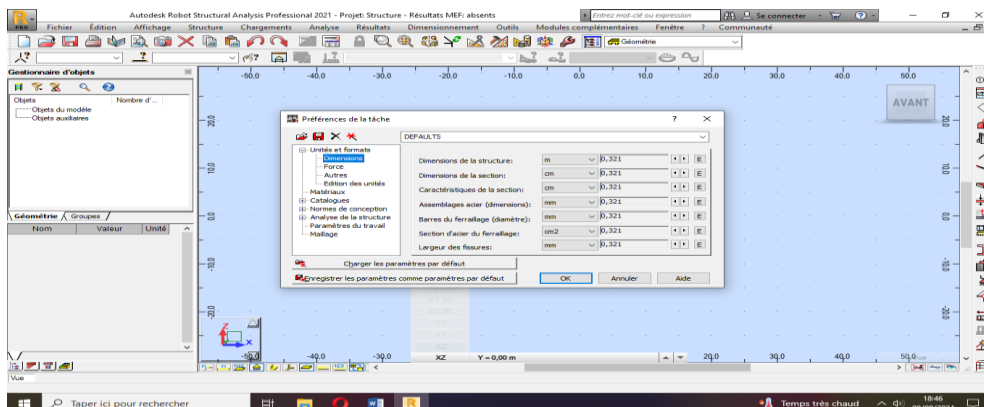


La nouvelle affaire s'affiche :



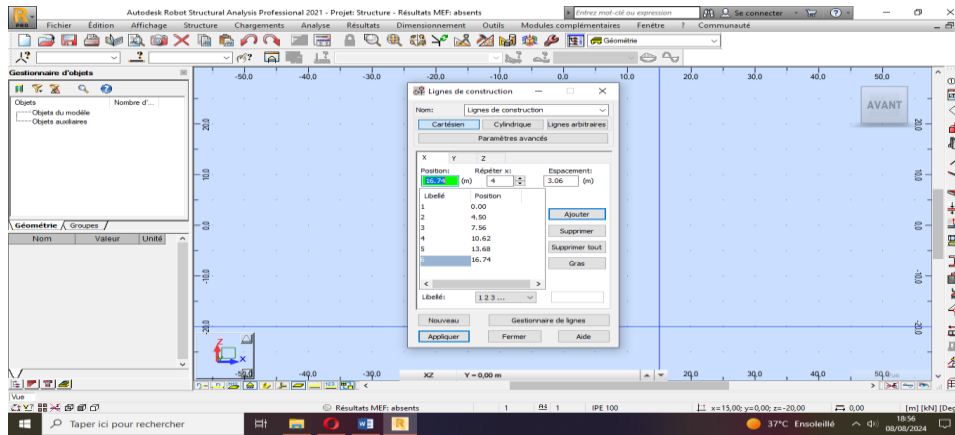
➤ Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « *outils* » on choisit « *préférence de la tâche* », pour définir les différents paramètres Tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. La boîte de dialogue « *préférence de la tâche* » s'affiche, on peut alors les configurer :



➤ **Lignes de construction :**

La commande qui sert à définir les lignes de construction est accessible par : Le menu déroulant « *Structure* » commande « *lignes de construction* ». Ou par la barre d'outils, icône



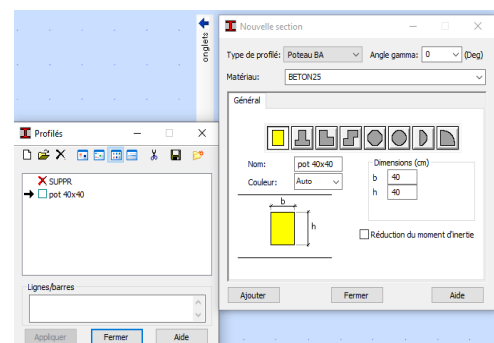
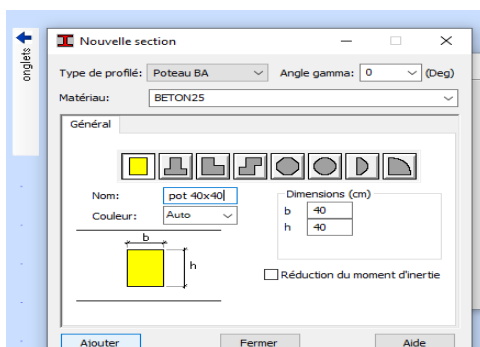
On commence par choisir l'axe des lignes de construction « *X, Y, Z* », puis on introduit les distances entre les lignes et leurs nombres de répétition, puis on clique sur « *insérer* ». Avant de finir l'introduction des lignes de construction, on donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « *1 2 3 ; A B C ; ...* » puis on clique sur « *appliquer* ».

➤ **Définition des sections poteaux et poutres (Profils des barres) :**

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure.

A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *profilés des barres* ».

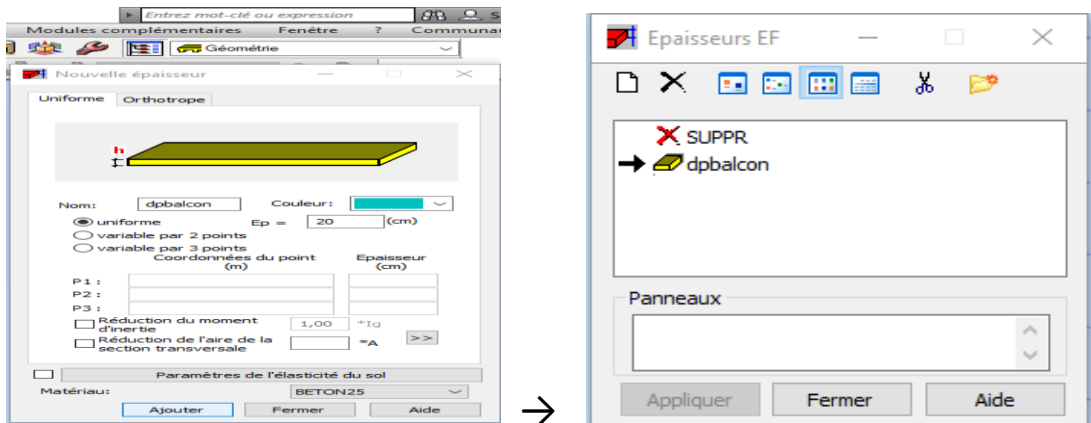
Une boîte dialogue apparaît, on clique sur « *Définir un nouveau profilé* », on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions.



➤ **Définition des éléments panneaux :**

A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *Épaisseur EF...* ».

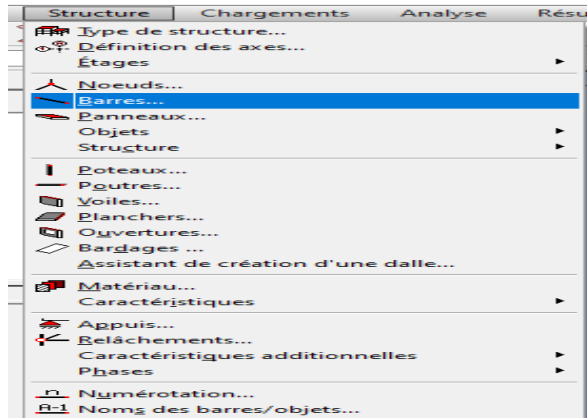
Une boîte de dialogue apparaît, après un clic sur « *définir nouvelle épaisseur* » et sur l'onglet « *Uniforme* » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau



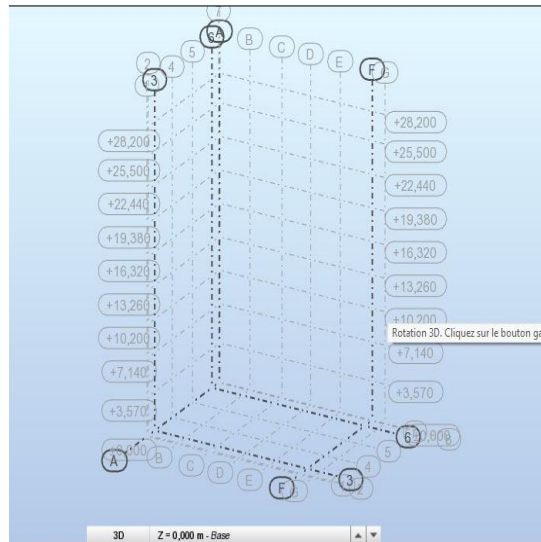
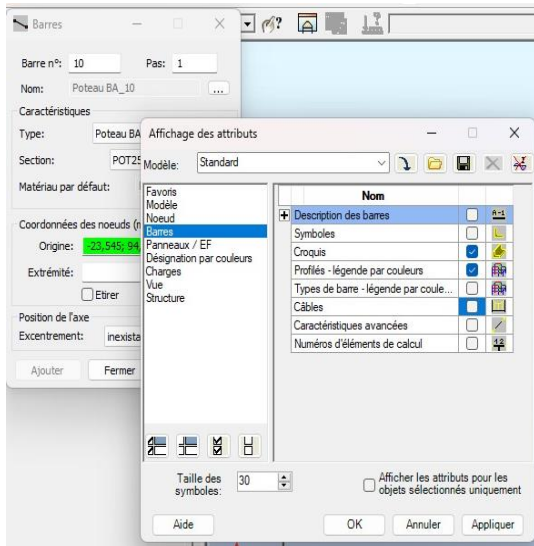
➤ **Affectation des éléments barre (poteaux ; poutres) :**

La commande est accessible :

Par le menu déroulant « *Structures* », commande « *Barres* »

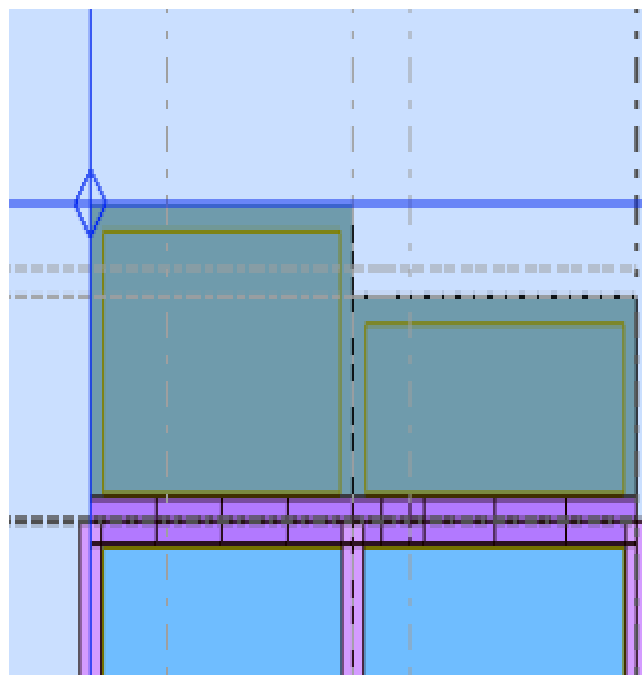
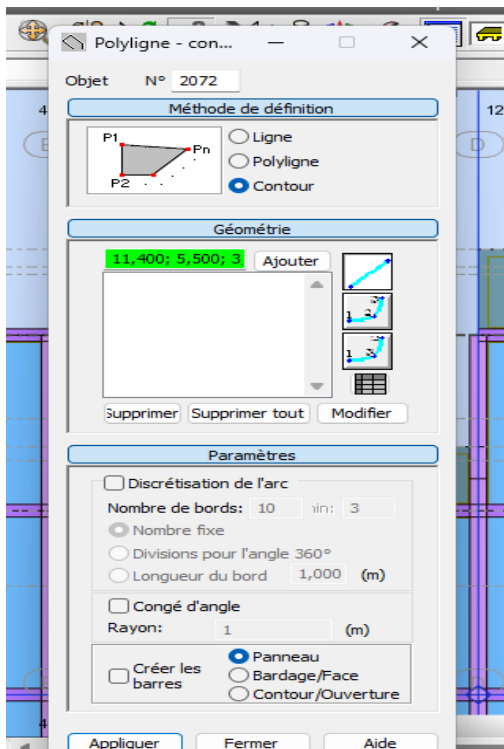


Une boîte de dialogue s'affiche, On choisit l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



➤ **Affectation des éléments surfaciques (Dalle pleine, Escalier, Voiles) :**

La commande **Panneaux** sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible. Par le menu déroulant « **Structures** », commande « **Panneaux** ». Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. On doit, pour cela, définir les contours des éléments surfaciques. On clique sur l'icône « **Poly-ligne contour** » et on coche la case « **Contour** » ainsi que la case « **Panneau** » du bouton « **Paramètres** ».



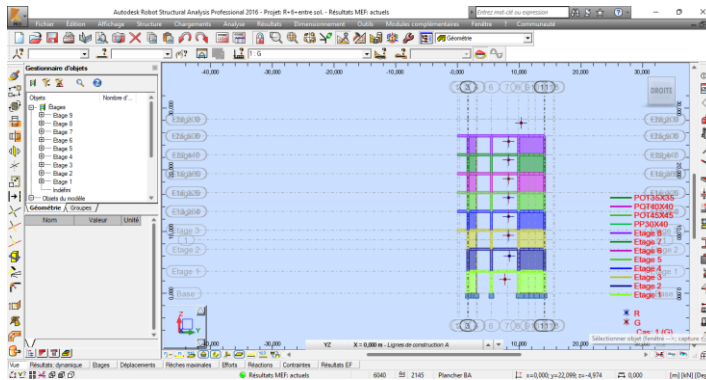
➤ **Encastrement de la structure :**

Afficher la structure en vue XY, on clique sur la case du repère et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2D.

Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appuis** ».

Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur « **Encastrement** ».

Pour encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis « **Encastrement** »

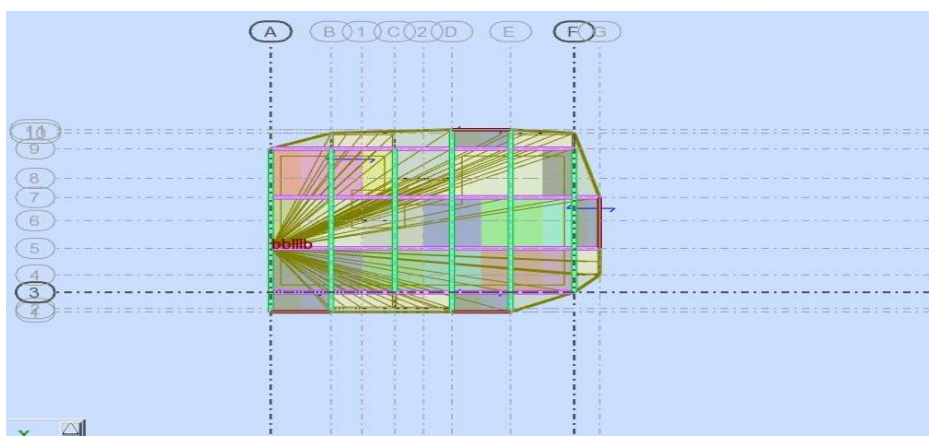


➤ **Le choix de nœud maître et nœuds esclaves :**

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône.

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro.

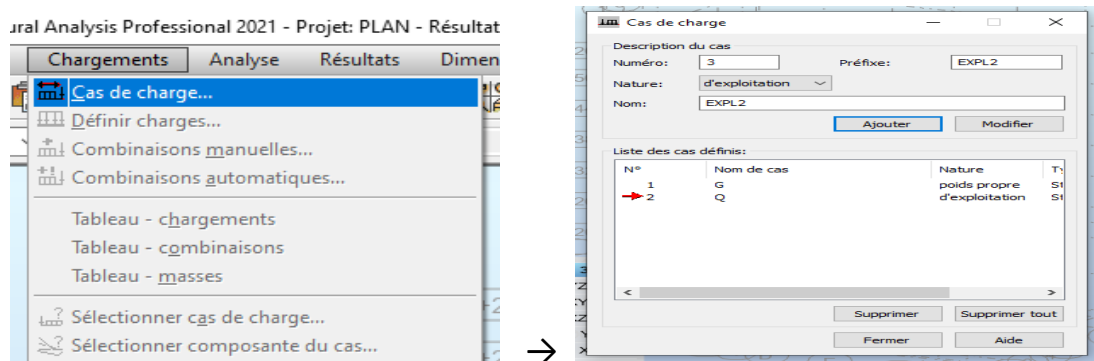
On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.



➤ **Définitions des cas de charges :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, Dans le menu.

Une boîte de dialogue s'affiche :

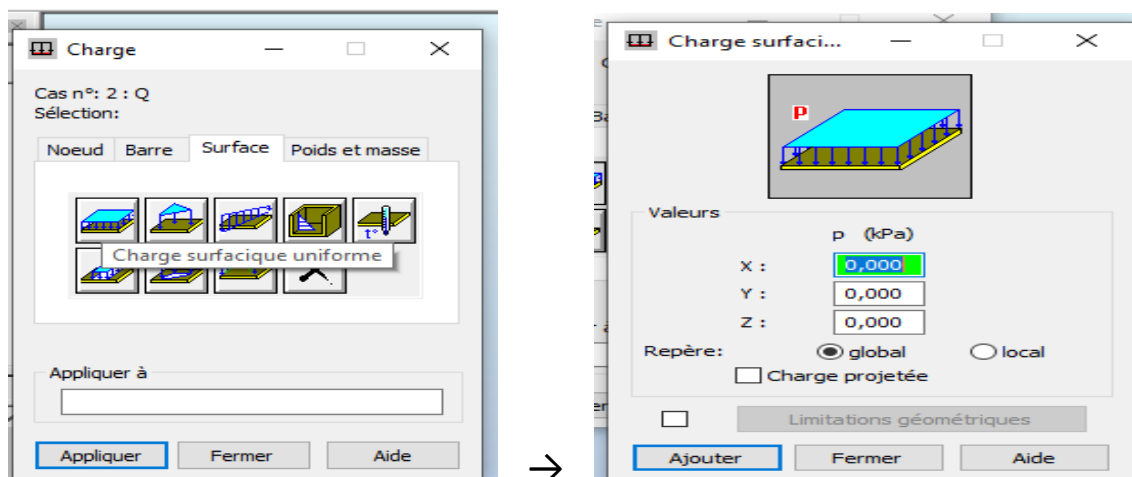


Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge
- Le Nom du cas de charge
- Cliquez sur le bouton Nouveau

➤ **Chargement de la structure :**

Pour changer la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « charge », « définir charges », dans l'onglet « surface », on fait un clique sur « charge surfacique uniforme ».

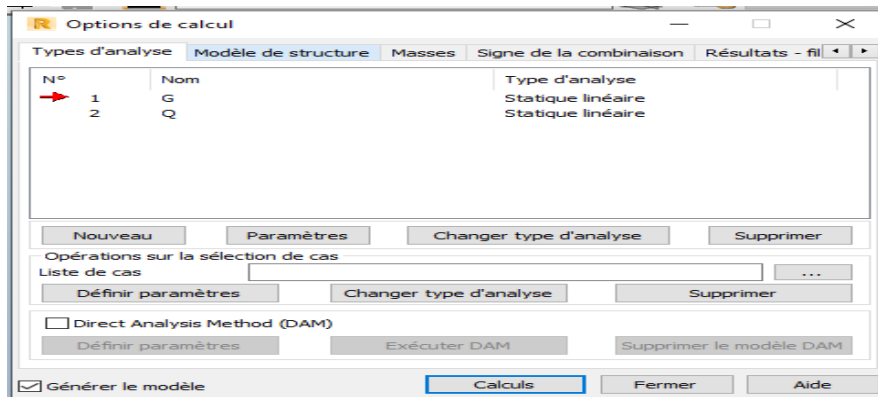


Par le même raisonnement on introduit la charge permanente P puis on charge la structure.

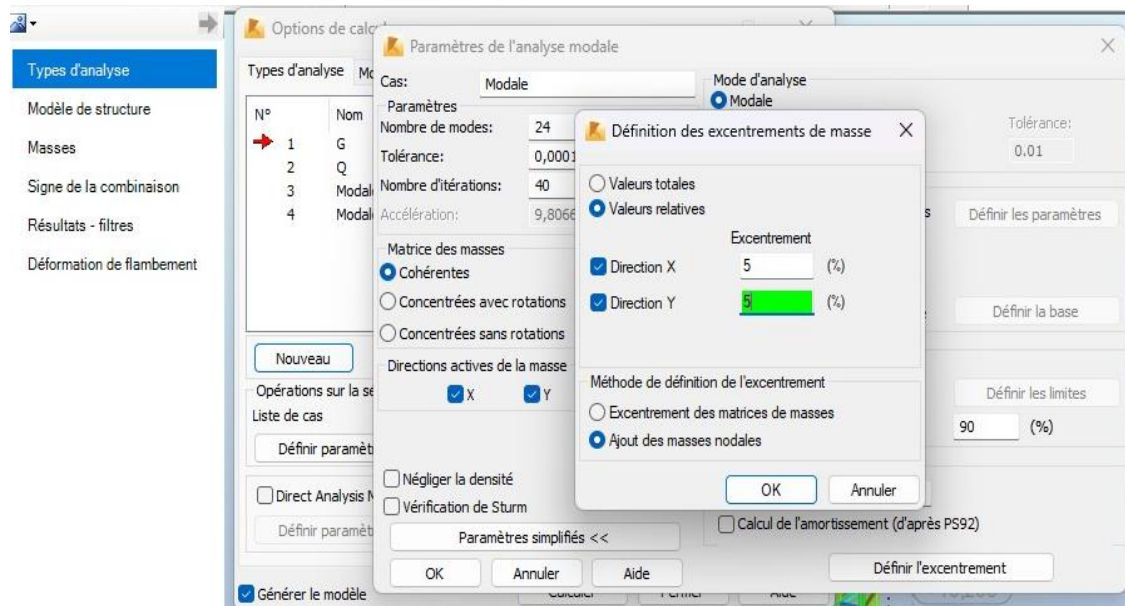
➤ **Définition des options de calculs :** (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » ; on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse.

Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du parasismique algérien 99 versions 2003 pour l'analyse sismique.

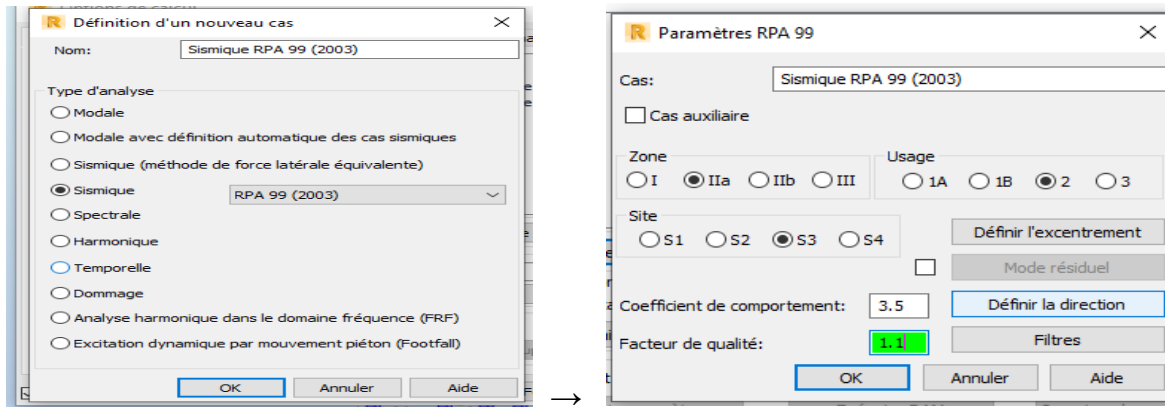


On clique sur « *Nouveau* » et sélectionné le champ « *Modale...* ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.



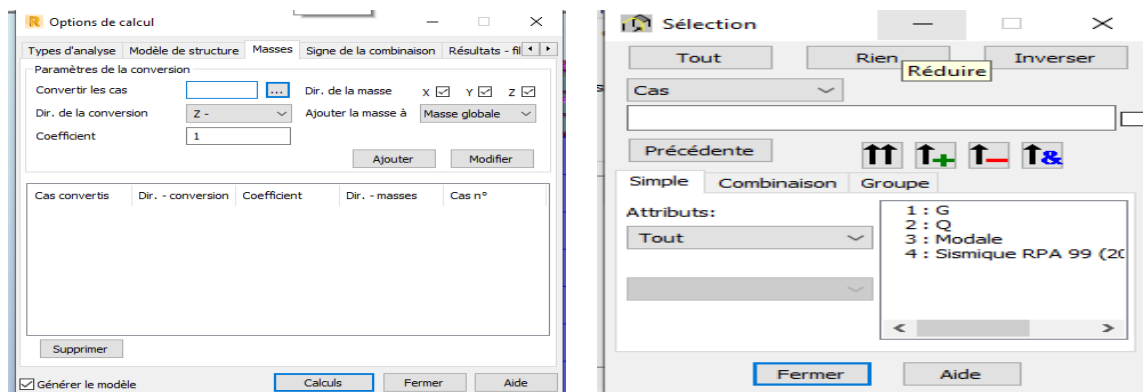
On clique une second fois sur « *Nouveau* », on coche la case sismique, on choisit *RPA99 version 2003* et « *ok* ».

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « *Définition de la direction* »



Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

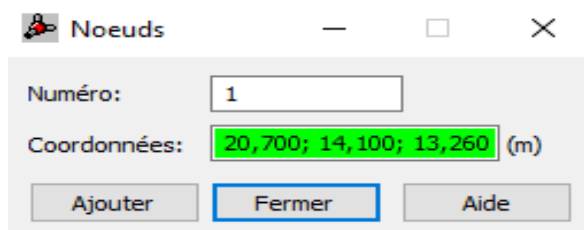
Dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « *Option de calcul* », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charges (G ou Q) et on clique sur puis sur fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur « **ajouter** ». On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.



➤ **Le nœud maître :**

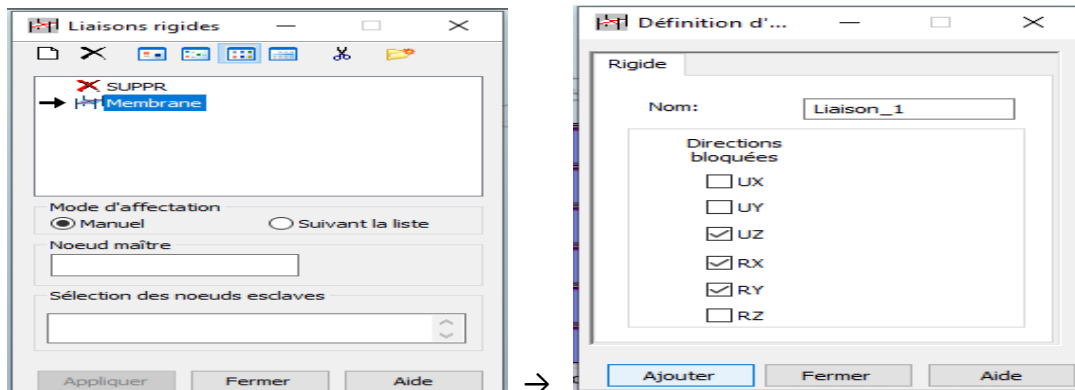
Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragme) on doit définir le nœud maître et pour se faire :

On définit d'abord ses coordonnées (X_m ; Y_m) traduites par des lignes de constructions. Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** », on crée deux lignes perpendiculaires. Dans le menu « **structure** » on clique « **nœud** » et on clique à l'intersection de ces lignes de constructions.




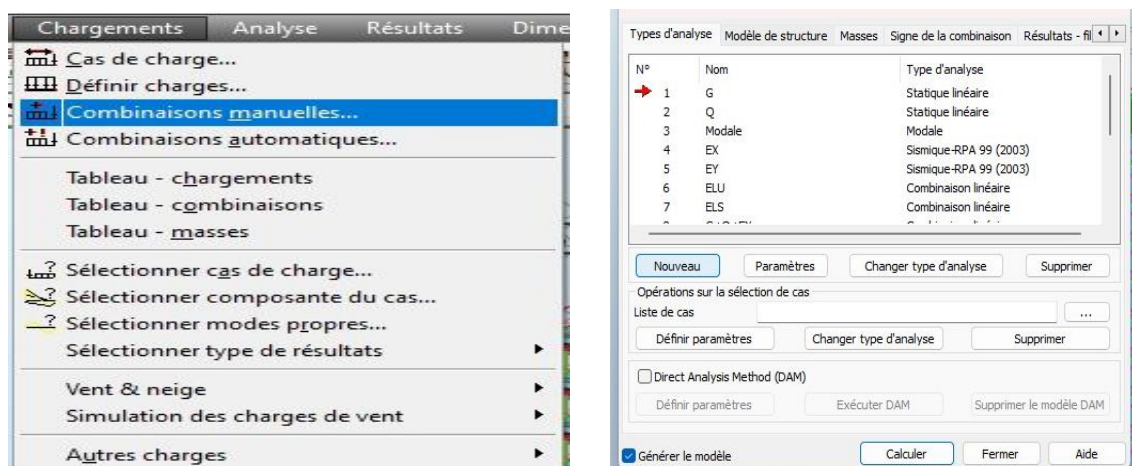
Dans le menu « **structure** », « **Caractéristiques additionnels** », « **Liaisons rigides** », on clique sur nouveau. On coche les directions bloquées.

On pose le curseur dans la case (nœud maitre) et on clique sur le nœud crée précédemment, on clique dans la case (sélectionne des nœuds esclaves), on les sélectionne manuellement.



➤ **Les combinaisons d’actions :**

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

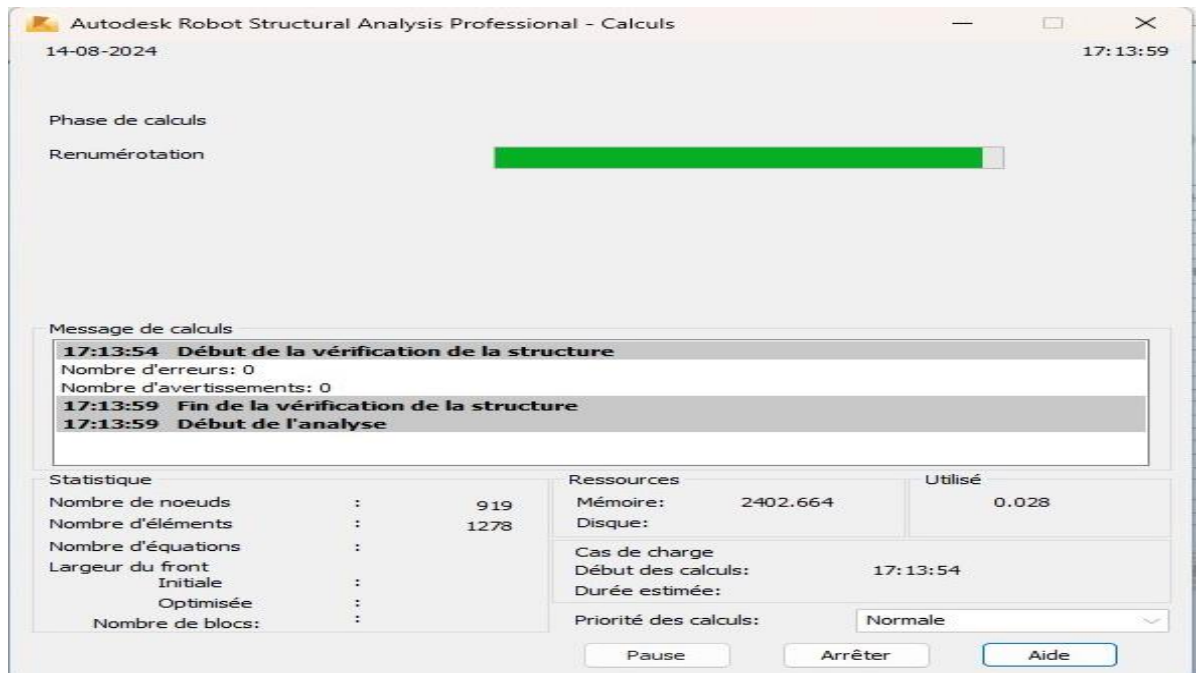


Pour faire une combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

➤ **Vérification de la structure :**

Avant de passer à l’analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s’il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la**

structure » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



➤ **Analyse de la structure :**

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance l'analyse de la structure.

IV.4. Justification des données introduites au logiciel Robot.

➤ **Choix de la méthode de calcul (Art 4.1 RPA 99 version 2003)**

Le calcul des forces sismique peut être fait suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente,
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale,
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Art 4.1.1 RPA 99 version 2003)

Notre bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de 28.20 m, implanter à BOUIRA qui est une zone **IIa**. Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ». On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

IV.6. Méthode dynamique modale spectrale

➤ **Principe de la méthode :**

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

➤ **Classification de l'ouvrage :**

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de :

$H = 28.20\text{ m} < 48\text{ m}$ qui est classer selon *le RPA 99 version 2003* dans le *groupe d'usage 2*

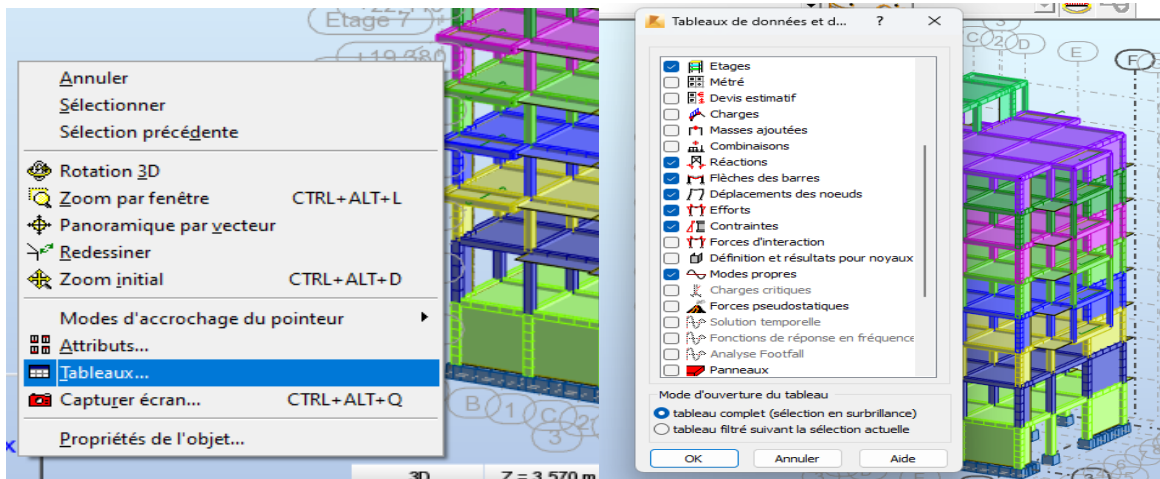
A. Classification du site :

(*Art 3.3, RPA 99 version 2003*) : D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie S3 (Site meuble).

➤ **Exploitation des résultats :**

Dans le menu « *résultat* » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi cliquer sur le bouton droit de la souris, on choisit « *tableau* », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.



FigureIV.1. Tableau des données et des résultats du logiciel ROBOT.

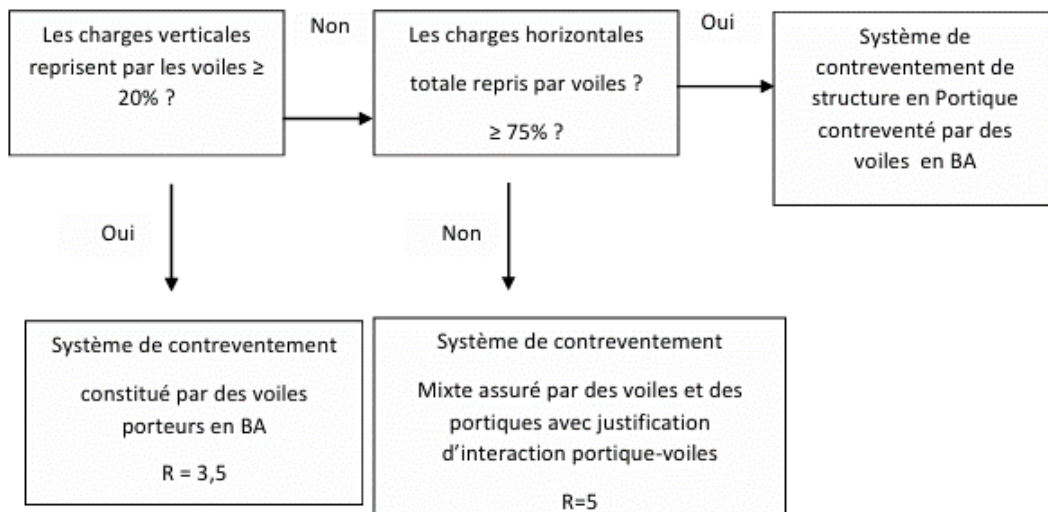
II. Vérification des exigences RPA

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- 1- La période fondamentale de la structure.
- 2- Les déplacements.
- 3- Les excentricités.
- 4- Justification du système de contreventement.
- 5- L'effort tranchant à la base.
- 6- Les efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- 7- L'effet ($P - \Delta$).

VI.1. Justification du système de contreventement

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre. Nous avons :



on doit vérifier la charge verticale :

$$F_z^{tot} \longrightarrow 100\%$$

$$F_z^{voile} \longrightarrow X$$

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
7 (C)/1	9,720 8,086 2,2	-17065,296	-8181,184	-8884,112
7 (C)/2	9,634 8,395 6,0	-15220,692	-7722,805	-7497,887
7 (C)/3	9,824 8,238 9,3	-13188,898	-5925,650	-7263,249
7 (C)/4	9,867 8,219 12,	-11014,754	-4708,360	-6306,394
7 (C)/5	9,867 8,219 15,	-8847,183	-3735,978	-5111,204
7 (C)/6	9,867 8,219 18,	-6679,612	-2764,177	-3915,435
7 (C)/7	9,867 8,219 21,	-4512,041	-1810,445	-2701,596
7 (C)/8	9,762 8,226 24,	-2344,470	-855,214	-1489,256
7 (C)/9	9,091 10,444 27	-268,062	-125,993	-142,069

JUSTIFICATION DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT:			
a°) Sous séisme (E):			Pourcentage
Effort Horizontal Total : [KN]	Fx=	1867.683	1787.683
	Fy=	1763.234	1763.234
Effort Horizontal Voiles : [KN]	Fx=	1501.343	80.39%
	Fy=	1374.68	77.96%
Effort Horizontal Poteaux : [KN]	Fx=	286.34	15.33%
	Fy=	388.554	22.04%
b°) Sous charges verticales (E.L.S):			
Effort Normal Total : [KN]	N=	17065.296	17065.296
Effort Normal Voiles : [KN]	N=	8884.112	52.06%
Effort Normal Poteaux : [KN]	N=	8181.184	47.94%

Tableau.IV.1. Charge verticale.

$$F_z^{voile} = 52.06\% > 20\%$$

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé. $R = 3.5$

VI.2. Vérification de la période (Art 4.2.4/RPA version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou avec la formule de Rayleigh ou une autre version simplifiée de celle-ci (celle définie dans notre cas par le logiciel ROBOT). La formule empirique à utiliser est la suivante : *(Art.4.6 RPA99 version 2003)*

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Mass Cumulée [%]
MAX	32,425	0,719	92,815	94,523	
Cas	3	3	3	3	
Mode	24	1	24	24	
MIN	1,391	0,031	68,396	1,121	
Cas	3	3	3	3	
Mode	1	24	1	1	

Tableau.IV.3. de la période.

$$T = C_T \times h_N^{(3/4)} \quad ; \quad T_{ROBOT} < 1.3 \cdot T_{CAL}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de *(Tab.4.6.RPA 99 version 2003)*.

$$T = 0.05 \times 28.20^{(3/4)} \quad ; \quad T = \mathbf{0.612s} \quad ; \quad 1.3 \times 0.612 = 0.796s \quad T_{ROBOT} = \mathbf{0.716s}$$

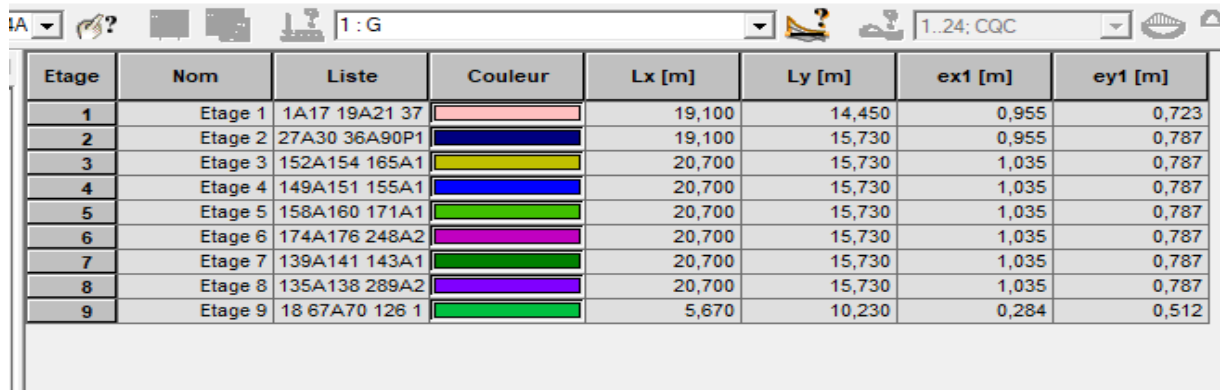
$$T_{ROBOT} = 0.719s < 1.3 \times T = 0.796s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A	B	C	D	E	F	G	H	I															
Br@him_S@DOUDI		VERIFICATION DE LA PERIODE EMPIRIQUE																					
Tcal (s)	hN (m)	CT	Temp (s)	Observation	$T = C_T h_N^{3/4}$																		
0.719	28.2	0.05	0.6118667	vérifié																			
Tcal : Période calculée ou donnée par le logiciel.																							
hN : Hauteur de la structure.																							
CT : coefficient, fonction du système de contreventement, et type de remplissage.																							
Tempirique : La période empirique.																							
N.B : Modifier seulement les cases rouges.																							
Les résultats sont en vert.																							
					Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T																		
					<table border="1"> <thead> <tr> <th>Cas n°</th> <th>Système de contreventement</th> <th>C_T</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie</td> <td>0,075</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie</td> <td>0,085</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie</td> <td>0,050</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie</td> <td>0,050</td> </tr> </tbody> </table>				Cas n°	Système de contreventement	C_T	1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075	2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085	3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050	4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050
Cas n°	Système de contreventement	C_T																					
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075																					
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085																					
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050																					
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050																					

VI.3. Vérification Les excentricités.

D'après le (*Art.4.3. RPA 99 version 2003*), dans le cas où il procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à : $\pm 0.05 L$.

Les valeurs de l'excentricité calculée par ROBOT sont données par les tableaux suivants :



Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A17 19A21 37		19,100	14,450	0,955	0,723
2	Etage 2	27A30 36A90P1		19,100	15,730	0,955	0,787
3	Etage 3	152A154 165A1		20,700	15,730	1,035	0,787
4	Etage 4	149A151 155A1		20,700	15,730	1,035	0,787
5	Etage 5	158A160 171A1		20,700	15,730	1,035	0,787
6	Etage 6	174A176 248A2		20,700	15,730	1,035	0,787
7	Etage 7	139A141 143A1		20,700	15,730	1,035	0,787
8	Etage 8	135A138 289A2		20,700	15,730	1,035	0,787
9	Etage 9	18 67A70 126 1		5,670	10,230	0,284	0,512

Tableau.IV.4. L'excentricité théorique.

$$e_{x1} - e_{y1} < 5\%L_x ; e_{x1} - e_{y1} < 5\%L_y$$

A partir du tableau précédent donné par le logiciel ROBOT :

$$L_x = 20.79m ; L_y = 15.73m$$

$$5\%L_x = 0.05 \times 20.79 ; 5\%L_x = 1.035m.$$

$$5\%L_y = 0.05 \times 15.73 ; 5\%L_y = 0.787m.$$

Étage	$e_{x1} - e_{y1}(m)$	$5\%L_x(m)$	$5\%L_y(m)$	Condition
1	0.232	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>
2	0.186	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>
3	0.248	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>
4	0.248	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>
5	0.248	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>
6	0.248	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>
7	0.248	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>
8	0.248	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>
9	0.248	1.035	0.787	<i>Vérifier</i>

Tableau.IV.5. L'excentricité théorique et accidentelle.

L'excentricité à retenir d'après le RPA est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle donc :

$$e_x = 1.035m.$$

$$e_y = 0.787m.$$

VI.4. Vérification Les déplacements

ROBOT permet d'obtenir tous les déplacements absolus de la structure sous forme de tableaux :

➤ **Déplacements relatifs :**

D'après le (Art .5.10. RPA), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau k – 1 est égal à :

$$\Delta_x = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%h_k$$

$$\Delta_y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%h_k$$

Avec :

h_k : Hauteur d'étage K.

δ_k : déplacement dû aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion).

Les valeurs de seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit :

- Bouton droit, on choisit "tableau", puis on coche "étage".
- Cliquer sur "déplacement".
- Bouton droit "filtre spécial", décocher tout et laisser uniquement drU_x et drU_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
- Bouton droit "filtre", sélectionner Ex et Ey.
- Relever drU_x pour le cas 4 E_x et drU_y pour le cas 5 E_y .

Cas/Etage	dr UX [cm]
4/ 1	0,136
4/ 2	0,702
4/ 3	0,839
4/ 4	0,901
4/ 5	0,878
4/ 6	0,801
4/ 7	0,699
4/ 8	0,596
4/ 9	0,482

Cas/Etage	dr UY [cm]
5/ 1	0,182
5/ 2	0,409
5/ 3	0,508
5/ 4	0,575
5/ 5	0,609
5/ 6	0,612
5/ 7	0,594
5/ 8	0,517
5/ 9	0,186

Suivant Ex :

Niveau	drU_x, cm	$1\%h_k, cm$	observations
1	0,136	3.57	Vérifiée
2	0,702	3.57	Vérifiée
3	0,839	3.06	Vérifiée
4	0,901	3.06	Vérifiée
5	0,878	3.06	Vérifiée
6	0,801	3.06	Vérifiée
7	0,699	3.06	Vérifiée
8	0,596	3.06	Vérifiée
9	0,482	2.7	Vérifiée

suivant YY

Niveau	drU_y, cm	$1\%h_k, cm$	Observations
1	0,182	3.57	Vérifiée
2	0,409	3.57	Vérifiée
3	0,508	3.06	Vérifiée
4	0,575	3.06	Vérifiée
5	0,609	3.06	Vérifiée
6	0,612	3.06	Vérifiée
7	0,594	3.06	Vérifiée
8	0,517	3.06	Vérifiée
9	0,186	2.7	Vérifiée

Tableau.IV.6. Les déplacements.

IV.5. Vérification de l'effet ($P - \Delta$) (Art.5.9.RPA 99 version 2003)

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{h_k \cdot V_k} \leq 0.10.$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau. $K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" ; $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

L'effet P représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_x^k (cm)	Δ_y^k (cm)	V_x^k (KN)	V_y^k (KN)	θ_x	θ_y
1	357	13642,844	0,136	0,182	1687,683	1763,234	0.004	0.02
2	357	12145,002	0,702	0,409	1664,395	1721,908	0.01	0.01
3	306	10520,471	0,839	0,508	1588,554	1631,322	0.02	0.02
4	306	8799,718	0,901	0,575	1462,710	1503,450	0.02	0.02
5	306	7083,523	0,878	0,609	1291,001	1333,765	0.02	0.02
6	306	5367,329	0,801	0,612	1074,654	1121,394	0.01	0.01
7	306	3651,134	0,699	0,594	809,862	857,235	0.01	0.01
8	306	1934,939	0,596	0,517	489,278	526,323	0.002	0.002
9	270	235,619	0,482	0,186	112,956	118,406	0	0

Tableau.IV.7. Vérification de l'effet($P - \Delta$).

$\theta_x < 0.1$; $\theta_y < 0.1$Condition vérifiée.

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI.6. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art. 4.3.6. RPA version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule :

$$V_x ; V_y > 80\%V.$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

Calcul des coefficients A ; D ; R :

A : coefficient d'accélération de zone, donne par le RPA 2003 tableau 4.1 dépend de deux paramètres : *Groupe d'usage : 2* ; *Zone sismique : IIa* ; $A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots T \geq 3s. \end{cases}$$

T : La période avec une précision de $T = 0.796s$

T_1 ; T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site. Donnée par le tableau 4.7 du RPA version 99 : *site S_3* $\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante :

Construction auto stable : $\xi = 7\%$.

Construction par voile : $\xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{(7/(2 + \xi))} ; \xi = 10\% ; \eta = 1.8.$$

$$D = 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} ; D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.790}\right)^{2/3} ; D = 1.39$$

Q: Le facteur de qualité de la structure, est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Critère q	Observé	Non Observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10
$P_q = 1.15$		

Tableau IV.8. Valeurs de pénalités P_q .

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

W : est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau i :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 ; $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

$$\begin{matrix} W_{Gi}=12712.662KN \\ W_{Qi}=4255.165KN \end{matrix} ; W_i = 12712.662 + 0.2 \times 4255.165 ; W_i = 13563.695KN$$

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R} ; V = \frac{0.15 \times 0.923 \times 1.15 \times 13563.695}{3.5} ; V = 617.022KN.$$

$$\begin{matrix} V_x=157.223KN. \\ V_y=1736.34KN. \end{matrix} ; 80\%V = 0.8 \times 617.022 ; 80\%V = 493.618KN$$

$$V_x ; V_y > 80\%V ; \begin{matrix} V_x=157.223KN > 80\%V=493.618KN \\ V_y=1736.34KN > 80\%V=493.618KN \end{matrix} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE									$V = \frac{A.D.Q}{R}W$	$0.8 \times V_{MSE} \geq V_{sismic}$			Br@him S.		
A	ξ	η	T1	T2	Te	D	Q	R	W (kN)	Ht (m)	Ct	Vsismic (kN)	V _{MSE} (kN)	Observations	
0.15	10	0.764	0.15	0.50	0.612	1.641	1.15	3.5	13642.844	28.2	0.05	1687.683	411.418	Vérifiée	
N.B : Modifier seulement les cases rouges.									Les résultats sont en vert.						
A	D	Q	R	W (kN)	Ht (m)	Ct	Vsismic (kN)	V _{MSE} (kN)	Observations	$T = C_T h_N^{3/4}$					
0.15	1.641	1.15	3.5	13642.844	28.2	0.05	1687.683	411.418	Vérifiée	$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$ (4.3)					
A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)									$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$ (4.2)						
D: facteur d'amplification dynamique (figure 4.1)															
Q: facteur de qualité															
$Q = 1 + \sum_{q=1}^3 P_q$ P_q : coefficient de pénalité (tableau 4.4)															
R: Coefficient de comportement globale de la structure (tableau 4.3)									Tableau 4.7 : Valeurs de T ₁ et T ₂						
W: Poids total de la structure															
$W = \sum_{i=1}^n (W_{G_i} + \beta.W_{Q_i})$ W_{G_i} : Poids des charges permanentes															
W_{Q_i} : Poids des charges d'exploitations															

Tableau.IV.9. Vérification de l'effort tranchant a la base.

IV.7. Vérification de L'effort Normal Réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3.$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT		
$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$		
Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques		
Bc : aire (section brute) de cette dernière en [m]		
fcj : résistance caractéristique du béton		
Nd [KN]=	998.096	KN
a [m]=	0.45	m
b [m]=	0.45	m
fcj [Mpa]=	25	Mpa
v =	0.19715477	< 0.3 condition vérifiée

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT			
$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$			
Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques			
Bc : aire (section brute) de cette dernière en [m]			
fcj : résistance caractéristique du béton			
Nd [KN]=	850.989	KN	
a [m]=	0.4	m	
b [m]=	0.4	m	
fcj [Mpa]=	25	Mpa	
v =	0.21274725	< 0.3	condition vérifiée

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT			
$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$			
Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques			
Bc : aire (section brute) de cette dernière en [m]			
fcj : résistance caractéristique du béton			
Nd [KN]=	711.588	KN	
a [m]=	0.35	m	
b [m]=	0.35	m	
fcj [Mpa]=	25	Mpa	
v =	0.23235527	< 0.3	condition vérifiée

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT			
$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$			
Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques			
Bc : aire (section brute) de cette dernière en [m]			
fcj : résistance caractéristique du béton			
Nd [KN]=	360.844	KN	
a [m]=	0.25	m	
b [m]=	0.25	m	
fcj [Mpa]=	25	Mpa	
v =	0.23094016	< 0.3	condition vérifiée

Tableaux.IV.10. Les vérifications de l'effort normale réduit.



Chapitre V

Ferrailage des éléments structuraux

I. Ferraillage des poteaux

VI.1. Introduction

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (M Correspondant).
- Effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant (M correspondant).
- Moment fléchissant maximal M_{max} et l'effort correspondant (N correspondant).

En tenant compte de combinaisons suivantes :

À l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

À l'ELS : $G + Q$.

RPA 2003 : $G + Q \pm E$.

RPA 2003 : $0.8G \pm E$.

VI.1.1. Calcul des armatures à l'ELU

1. Section partiellement comprimée SPC

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u > \frac{h}{2} - C \quad ; \quad e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - C') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{C'}{b}\right) b d^2 f_{c28}$$

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif ; $M_f = N_u \cdot g$ $g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c'\right)$.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad ; \quad \gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 1 \text{ situation durable.}$$

$$\gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 0.85 \text{ situation accidentelle.}$$

Détermination des armatures : $\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$

- Si $\mu \leq \mu_l$

la section est simplement armée SSA $A' = 0$.

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}}$
- Armatures réelles : $A = A_f \pm Nu.\sigma_{st}$
 (+) si N : effort de compression.
 (-) si N : effort de traction.

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

- Si $\mu \geq \mu_l = 0.392$

la section est doublement armée SDA ($A' \neq 0$)

On calcul

$$M_f = \mu_l . b . d^2 . f_{bc} \quad \begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') . \sigma_{st}} \\ \Delta M = M_f - Mr \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') . \sigma_{st}} \end{cases}$$

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

M_f : moment ultime pour une section simplement armée La section réelle

d'armature $A's = A'$; $As = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$

2. Section entièrement comprimée SEC

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u < \frac{h}{2} - C$$

- Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- $Nu (0.337 h - 0.81 c) b . h^2 . f_{bc}$; $C \in$ noyau central SEC Deux cas peuvent se présenter :
- Si $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - c h) b h^2 f_{bc}$; la section est doublement armée $As > 0$ et $A's > 0$

La section d'armature : $\begin{cases} A'_s = \frac{M_f(d - 0.5h) b . h . f_{bc}}{(d - c) \sigma_{st}} \\ A_s = \frac{Nu - b h f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_s \end{cases}$

- Si $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - c h) b h^2 f_{bc}$ la section est simplement armée. $As > 0$ et $A's = 0$

$$A_s = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \Psi = N_u \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue SET

$$e_u \leq \frac{h}{2} - C \quad ; \quad \begin{cases} A_{Si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - C + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{Ss} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{Si} \end{cases} \quad ; \quad \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

VI.2. Recommandation de RPA :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ΦL (zone IIa).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement

Pourcentage total maximum : Le pourcentage maximal d’aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.

Le ferrailage des poteaux se fait en zone tel que :

Zone I (S – sol) 45 × 45 : b = 45 cm ; h = 45 cm d = 42cm ; c = c’ = 3 cm.

Zone II (RDC) 40 × 40 : b = 40 cm ; h = 40 cm ; d = 37 cm ; c = c’ = 3 cm.

Zone III (Étage +terrasse accessible) 35×35 : b = 35 cm ; h = 35 cm ; d = 32 cm
c = c’ = 3 cm.

		Section maximale	
Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min} = 0,8\% \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	Zone de recouvrement $A_{min} = 6\% \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	Zone courante $A_{min} = 4\% \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$
Poteaux (45×45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40×40)	12.8	96	64
Poteaux (35×35)	9.8	73.5	49
Poteaux (25×25)	5	37.5	25

Tableau V.I.1. Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA.

VI.3. Armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99 version 2003).

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi. Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le rôle des armatures transversales consiste à :
Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales. Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement. Positionner les armatures longitudinales.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section brute.

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : Armatures transversales.

A_t : espacement des armatures transversales.

λ_g : Élançement géométrique du poteau.

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 & ; \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & ; \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b}$$

$a ; b$: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article B.8.3, 3 du BAEL91/99 : $l_f = 0.7h_e$

h_e : c'est la hauteur du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

En zone nodale $S_t \leq \min(10\phi, 15cm)$ $S_t = 10cm$.

En zone courante $S_t = 15cm$.

Avec :

ϕ : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% \dots \dots \dots \lambda_g < 3. \\ 3 < \lambda_g < 5 \text{ interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

VI.1.2. Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal logiciel EXPERT.

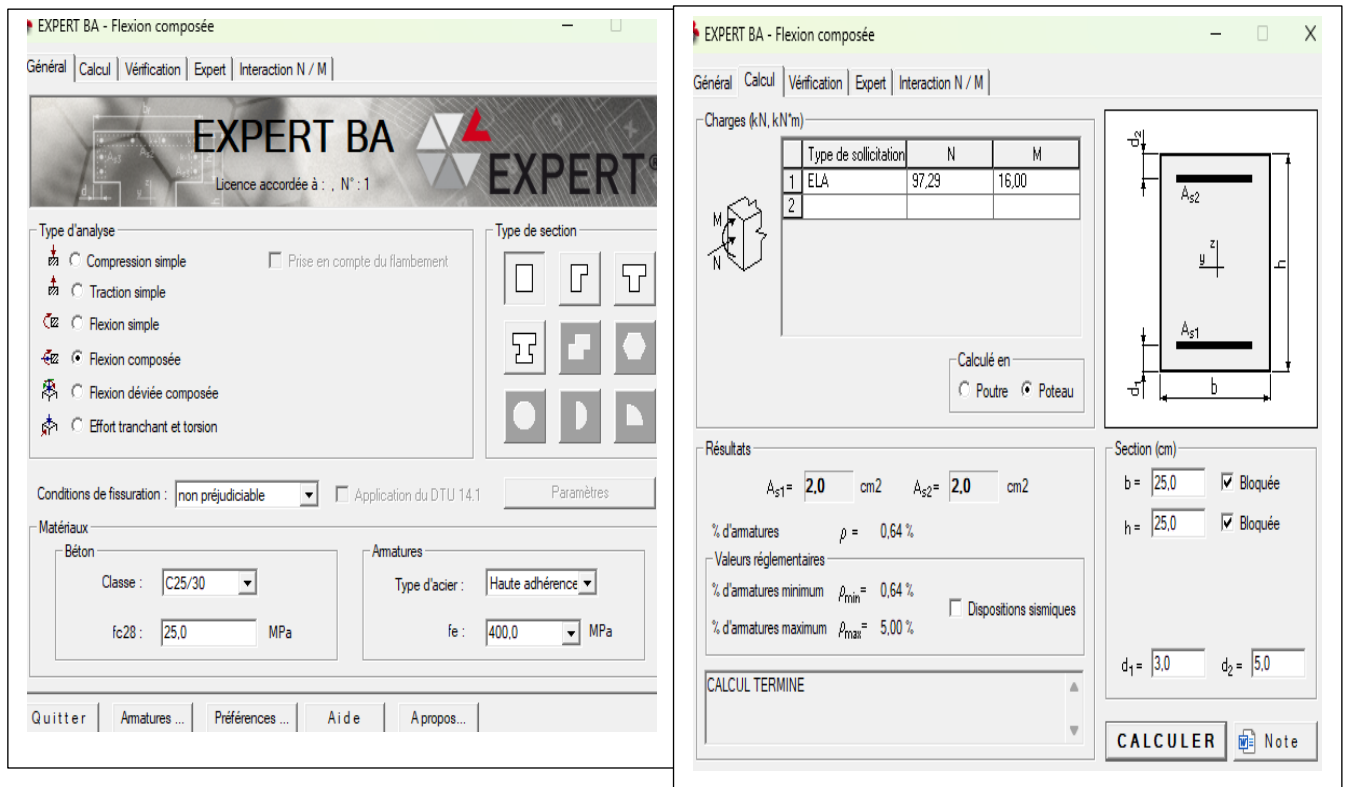


Figure V.1.1. Calcul des armatures à l'aide de l'application ROBOT EXPERT.

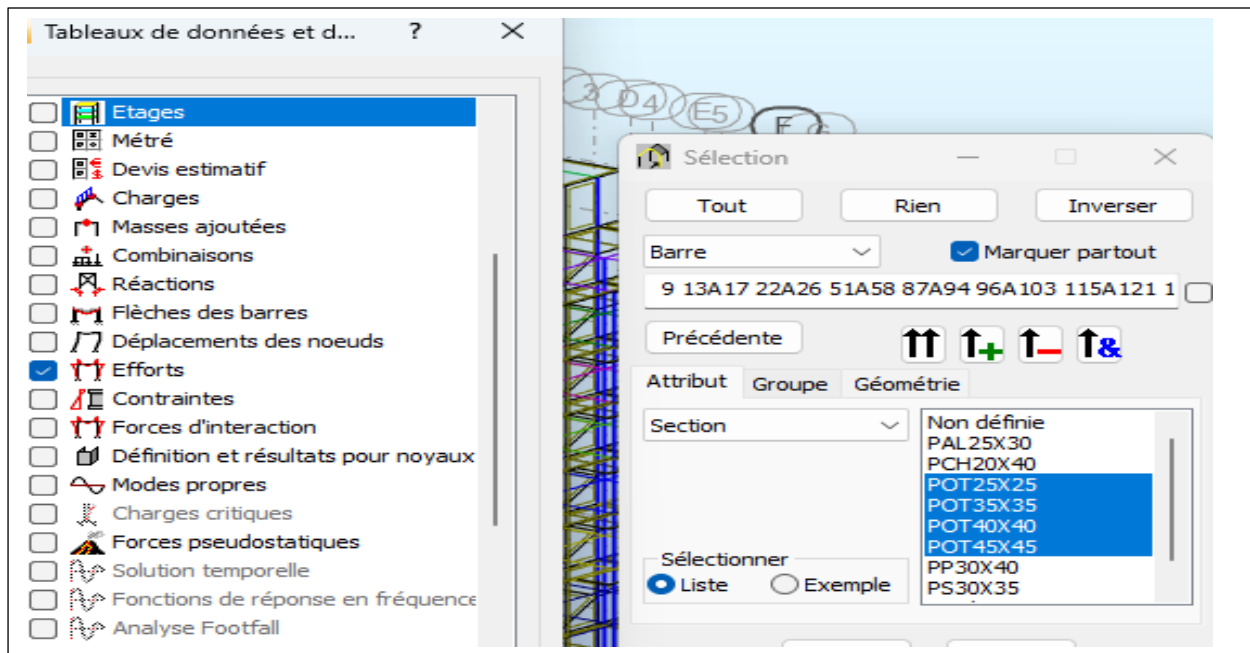


Figure V.1.2. Extraction de N et M à partir de ROBOT.

Niveaux	section (cm ²)	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	e_u	OBS	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min}	Choix d'armatures	A_{adpt} (cm ²)
Zone I	45 × 45	1278,935	1,334	19.5	0.10	SEC	3.6	16.2	4HA20	20.61	
		24,433	3,041	19.5	12.44	SEC					
		450,954	8,153	19.5	1.80	SEC					
Zone II	40 × 40	1085,583	6,152	17	0.56	SEC	3.2	12.8	4HA16	14.2	
		-30,494	8,457	17	27.73	SPC					
		765,656	56,108	17	7.32	SEC					
Zone III	35 × 35	906,385	23,030	14.5	2.54	SEC	2.8	9.8	4HA14	10.68	
		-27,022	5,851	14.5	21.65	SPC					
		95,318	71,102	14.5	74.59	SPC					
Zone IV	25x25	510,240	5,057	9.5	0.99	SEC	2	5	8HA12	9.05	
		-101,910	-1,955	9.5	1.91	SEC					
		97,288	16,000	9.5	16.44	SPC					

Tableau V.I.2. Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.

VI.3. Armatures transversales

1. Selon Art8.1.3. BAEL91modifier 99 :

Le diamètre :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} ; \phi_t > \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm.}$$

soit :

$$\phi_t > 8 \text{ mm.}$$

ϕ_l : es plus grands diamètres des armatures longitudinales.

2. Armatures transversales selon les recommandations du Art7.4.2.2. RPA 99/mod 2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales tel que :

$$S_t \leq \min (10. \phi_l ; 15 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15. \phi_l \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) ; S_t \leq \min (12 ; 15) \text{ cm} ; S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq 15. \phi_l ; S_t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} ; S_t = 15 \text{ cm.}$$

On adopte :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

$$\text{- Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\% . b_0 . S_t$$

$$\text{- Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\% . b_0 . S_t$$

$$\text{- Si } 3 < \lambda_g ; \quad \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Section des poteaux (cm^2)	$L_0(m)$	$L_f = 0,7L_0 (m)$	$\frac{l_f}{a}$	Coefficient correcteur ρ
45 × 45	3.57	2.99	6.65	2.5
40 × 40	3.57	2.99	7.48	2.5
35 × 35	3.06	2.142	6.12	2.5
25 × 25	3.06	2.142	8.57	2.5
25 × 25	3.57	2.99	11.96	2.5
25 × 25	2.7	1.89	7.56	2.5

Tableau VI.3. Valeurs de l'élanements géométrique λg

Niveau	Section (cm^2)		Effort tranchant max à l'ELU (KN)		Effort tranchant max à l'ELS (KN)	
S-Sol	45 × 45	25 × 25	32,598	2,478	23,543	1,752
RDC	40 × 40		34,696		24,858	
Étage courant + terrasse	35 × 35		32,126		22,990	

Tableau VI.4. L'effort tranchant max.

zone nodale $s_t = 10cm$;

zone courante $S_t = 15cm$.

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_{1fe}} \quad ; \quad A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_{1fe}} \cdot s_t \quad ; \quad A_t = \frac{2.5 \times 32.60}{351 \times 400} \times 10^3 \times 100 \quad ; \quad A_t = 0.58cm^2$$

Niveau	45 × 45	40 × 40	35 × 35
A_t			
zone nodale	0.58cm ²	0.62cm ²	0.67cm ²
zone courante	0.87cm ²	0.93cm ²	1cm ²

$$\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\% \cdot b_0 \cdot S_t$$

Niveau \ Amin	45 × 45	40 × 40	35 × 35
zone nodale cm	1.35	1.2	1.05
zone courante cm	2.025	1.8	1.58

Poteaux	A_t	A_{min}	A_{Choix}	Vérification $A_{min} < A_{Choix}$
45 × 45	0.58cm ²	1.35	4Ø8 = 2,01	Vérifier
	0.87cm ²	2.025	4Ø8 = 2,01	
40 × 40	0.62cm ²	1.2	4Ø8 = 2,01	Vérifier
	0.93cm ²	1.8	4Ø8 = 2,01	
35 × 35	1.05	1.05	4Ø8 = 2,01	Vérifier
	1.58	1.58	4Ø8 = 2,01	

Tableau VI.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

VI.4. Vérifications à l'ELU

1. Délimitation de la zone nodale

Poteaux 45 × 45

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{2}, b, h, 60\right) h' = \max(59.5, 45, 45, 60) \text{ cm} ; h' = 60 \text{ cm}$$

Niveaux	Poteaux	h_e	$h' = \max\left(\frac{h_e}{2}, b, h, 60\right)$
S-SOL	45 × 45	25 × 25	357
RDC	40 × 40		357
1 ^{er} Terrasse	35 × 35		306

2. La longueur de recouvrement des armatures longitudinales :

Pour la zone IIa : $L_r = 40 \varnothing$

Pour $\varnothing = 16\text{mm}$; $L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

Pour $\varnothing = 14\text{mm}$; $L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

Pour $\varnothing = 12\text{mm}$; $L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

3. Ancrage des armatures (longueur de scellement): (BAEL 91 modifié 99/Art.6.1.2.2)

La longueur de scellement $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_s}$

Avec $\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$

Pour $\varnothing = 16\text{mm}$; $L_s = 56.44\text{cm}$

Pour $\varnothing = 14\text{mm}$; $L_s = 49.38\text{cm}$

Pour $\varnothing = 12\text{mm}$; $L_s = 42.33\text{cm}$

L_s : dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à : $0,4L_s$ pour les aciers à haute adhérence.

Pour $\varnothing = 16\text{mm}$; $L_c = 23\text{cm}$.

Pour $\varnothing = 14\text{mm}$; $L_c = 20\text{cm}$.

Pour $\varnothing = 12\text{mm}$; $L_c = 16.93\text{cm}$.

VI.1.5. Vérification à l'ELS**1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/Art.4.2.1) :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \cdot d.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	N (KN)	M (KN.m)	es	A_{min}	A_{adpt} (cm^2)
45x45	930.334	0.967	1.03	2.31	16.08
	469,923	-0.516	1.09	2.03	
	749,035	2.405	0.0032	5.74	
40x40	789,633	4.465	0.006	4.64	14.2
	298,719	-0,531	1.77	1.68	
	616,997	5,991	0.009	4.79	
35x35	659,280	5,128	0.007	3.59	10.68
	26,556	-2,385	0.08	4.2	
	64,936	20.303	0.31	0.94	

Tableau V.I.6. Vérification de condition de non fragilité.

2. État limite d'ouverture de fissures :

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

3. État limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Zone	N (KN)	M (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	OBS
45x45	930.334	0.967	16.08	3.75	15	56.19	CV
	469,923	-0.516		1.90		28.40	
	749,035	2.405		3.27		48.84	
40x40	789,633	4.465	14.2	1.46		21.85	CV
	298,719	-0,531		4.16		61.85	
	616,997	5,991		3.40		50.22	
35x35	659,280	5,128	10.68	4.73		69.79	CV
	26,556	-2,385		0.39		5.27	
	64,936	20.303		2.66		40.59	

Tableau VI.1.7 Vérification de l'état limite de service du béton à la compression en utilisant le logiciel EXPERT.

VI.1.6. Conclusions

Niveaux (cm)	Section	A_t	A_{ad}	
3.57	45 × 45	4Ø8 = 2,01	4HA16 + 4HA20	20.61
3.57	40 × 40	4Ø8 = 2,01	4HA16 + 4HA14	14.2
3.06	35 × 35	4Ø8 = 2,01	4HA14 + 4HA12	10.68
2.7	25 × 25	4Ø8 = 2,01	8HA12	9.05

II. Ferraillage des poutres

VII.1. Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges des dalles aux poteaux. Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous les combinaisons des charges les plus défavorable et ensuite vérifier à I "ELS. Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivent.

Selon le BAEL 91 → ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

Selon le RPA version 2003 → G+Q±E

0.8G±E

V.II.2. Recommandation du RPA99 version 2003 pour le ferraillage des poutres

1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003) :

- le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant

	Section (cm ²)	A _{min} =0.5%bh (cm ²)	pourcentage maximal (cm ²)	
			Z. recouvrement A max=6% b h	Z. nodale A max=4% b h
Poutres principales	(30x40)	6	72	48
Poutre secondaire	(30x35)	5.25	63	42

Tableau V.II.1. Section des armatures longitudinales.

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x.

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003) :

La quantité minimale des armatures transversales est de données par :

$$A_t = 0.003 \times s_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ $St = \min (h/4 ; 12\varphi)$ en zone nodale
- ✓ $St \leq h/2$ en zone de recouvrement.

\emptyset : C'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : espacement maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.3. Étapes de Calcul

➤ Exposé de la méthode de calcul :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- $A's$: section inférieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$ avec $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b\theta}$

M_u : Moment supporté par la section

Situation courante : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.15 & \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

Situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.00 & \rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$

➤ Définition du moment réduit limite :

$$\begin{matrix} f_e = 400 \\ \gamma_s = 1.15 \end{matrix} \rightarrow \mu_l = 0.392$$

On distingue deux cas :

- Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA). Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$) section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

On calcul :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

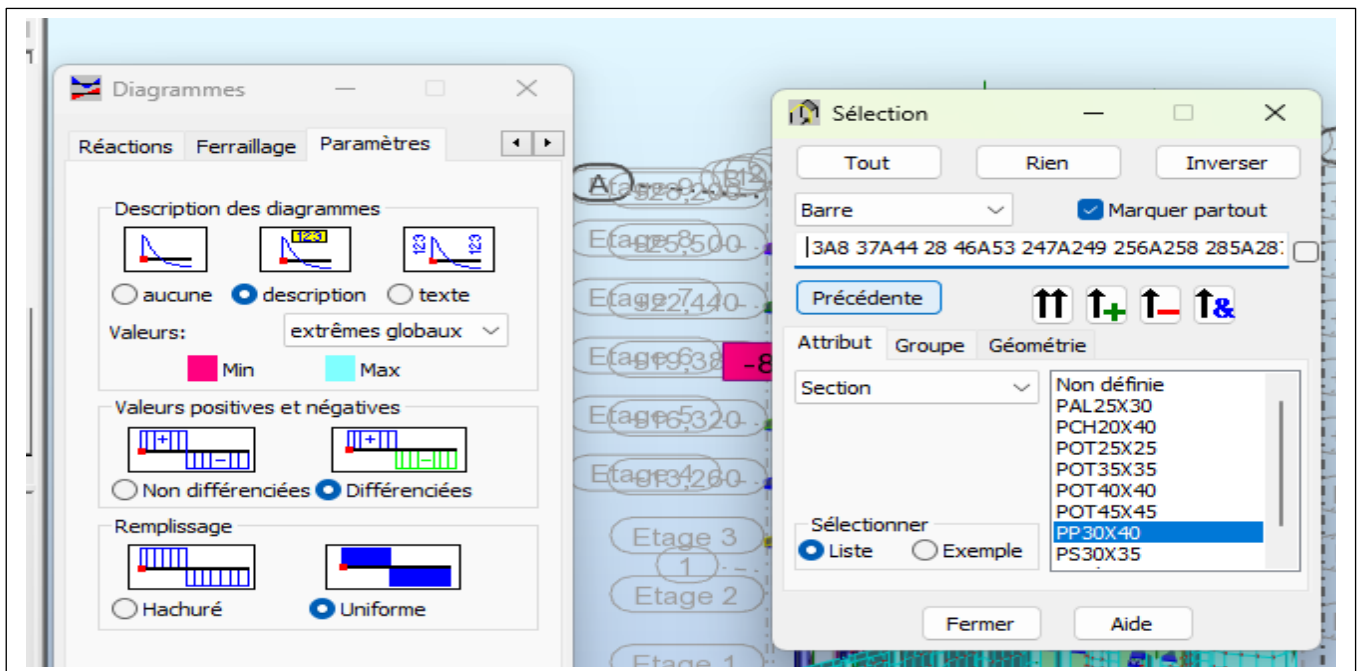
$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c'est-à-dire $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1) Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivant

VII.4. Ferraillage des poutres principales (30×40)



Localisation	Moment (KN.m)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Aa (cm ²)
Appuis	65.334	0.112	SSA	0.940	4.69	6	3HA14+2HA16=8.64
Travée	110.697	0.190	SSA	0.894	8.36	6	3HA14+2HA16 = 8.64

Tableau V.II.2. Ferraillage des poutres principales.

VII.4. Ferraillage des poutres secondaires (30×35)

Localisation	Moment (KN.m)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Aa (cm ²)
Travée	88.364	0.202	SSA	0.886	7.79	5.25	3HA14+2HA16 = 8.64
Appuis	95.928	0.219	SSA	0.874	8.57	5.25	3HA14+2HA16 = 8.64

Tableau V.II.3. Ferraillage des poutres secondaires.

VII.2. Vérification à l'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- poutres principales de (30×40) cm² :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 < 8.64 \Rightarrow \text{vérifié}$$

- Poutres secondaires de (30×35) cm² :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ vérifié}$$

2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91/Art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

poutres principales $\tau_u = \frac{126.657 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 1.14 \text{ MPa.}$

poutres secondaires $\tau_u = \frac{140.667 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 1.47 \text{ MPa.}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

poutres principales $\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < 3.33$ Condition vérifiée.

poutres secondaires $\tau_u = 1.47 \text{ MPa} < 3.33$ Condition vérifiée.

3. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

(BAEL91.Art A.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u = \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment

égal à $T_u = \frac{M_u}{0.9d} \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0.9d})$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales : } 126.657 - \frac{65.334}{0.9 \times 0.37} = -69.54 < 0 \\ \text{poutres secondaires : } 140.667 - \frac{95.928}{0.9 \times 0.32} = -192.42 < 0 \end{array} \right.$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

4. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis

$T_u \leq \overline{T_u} = 0.40 \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma b}$ (BAEL91.art A.2.1.32)

-Poutres principales : $T_u = 126.657\text{KN} < \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666\text{KN}$.

-Poutres secondaires : $T_u = 140.667\text{KN} < \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576\text{KN}$

5. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$; Avec $\Psi = 1.5$ pour les aciers HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \overline{\tau_{se}}$

Avec $\sum U$: périmètre utile des aciers.

- Poutres principales

$\sum U = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.6) = 28.26 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{126.657}{0.9 \times 370 \times 28.26} = 0.01 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 0.01 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} 3.15 \text{ MPa}$*Condition vérifiée.*

- **Poutres secondaires :**

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum U} = \frac{140.667}{0.9 \times 320 \times 28.26} = 0.01 \text{ MPa.}$$

0.001 MPa < $\overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$**Condition vérifiée.**

6. Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_t 28 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les T16 : } l_s = 56.44 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0.4 l_s$, pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_a = 22.58 \text{ cm soit } l_a = 23 \text{ cm}$$

VII.3. Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1.14 ; 1.6 ; 3)$$

Avec : φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage. Soit $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre étier ; soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements**

$$\text{Zone nodale : } s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 14\varphi, 30 \text{ cm}\right)$$

- Poutres principales (30×40) : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires (30×35) : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } s_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales (30×40) : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Poutres secondaires (30×35) : $S_t = 17.5 \text{ cm}$; soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

H : hauteur de la poutre

b1 et h1 : dimensions du poteau

he : hauteur entre nus des poteaux

On aura : H'=max {68 ; 45 ; 45 ; 60cm} =68 cm

L'= 2×40=80 cm poutres principales.

L'= 2×35=70 cm poutres secondaires.

NB : le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

➤ **Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est

$$A_{min}^t = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}^t$ La condition est vérifiée.

VII.4. Vérification à l'ELS

1. État limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. État limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100.A_s}{bd}$$

Avec :

A : Armature adoptées à l'ELU.

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
En travée	26.887	8.46	0.778	0.873	24.37	96.34	3.95	15	Vérifiée

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Aux appuis	53.730	8.64	0.778	0.873	24.37	192.52	7.90	15	Vérifiée
------------	--------	------	-------	-------	-------	--------	------	----	----------

Tableau. II.4. Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	43.090	8.64	0.9	0.866	22.31	179.96	8.07	15	Vérifiée
Aux appuis	42.472	8.64	0.9	0.866	22.31	177.39	7.95	15	Vérifiée

Tableau. II.5. Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.

3. État limite de déformation du béton (article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite \bar{f}

Pour
$$\bar{f} = \frac{1}{500}$$

- Poutres principales

La flèche admissible : $L = 4.4\text{m}$; $\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{440}{500} = 0.88\text{cm}$

- Poutres secondaires

La flèche admissible : $L = 4\text{m}$; $\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm}$

L : portée mesurée entre nus d'appuis

La plus grande flèche tirée par le logiciel ROBOT est :

- Poutres principales : $f = 0.19\text{ cm} < \bar{f} = 0.88\text{ cm}$
- Poutres secondaires : $f = 0.28\text{ cm} < \bar{f} = 0.8\text{ cm}$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

VII.5. Conclusion

D'où le ferraillage retenu pour les poutres est résumé dans le tableau suivant comme suit

Type	Localisation	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des armatures transversales (cm)	
Poutres principales	Aux appuis	3HA14+2HA16 = 8.64	4HA8 = 2.01 cm ²	Zone nodale	S _t = 10 cm
	En travée	3HA14+2HA16 = 8.64		Zone courante	S _t = 7cm
Poutres secondaires	Aux appuis	3HA14+2HA16 = 8.64	4HA8 = 2.01 cm ²	Zone nodale	S _t =20 cm
	En travée	3HA14+2HA16 = 8.64		Zone courante	S _t = 15 cm

Tableau V.II.6. Récapitulatif du ferraillage des poutres principales et secondaires.

III. Ferraillage des voiles

V.III.1. Introduction

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

Zone I : RDC et Entresol

ZoneII : 1erè étage au 6ème étage.

Zone IV : 7ème étage.

- Combinaison considérée pour le calcul sont :
 - ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ✓ ELS : $G + Q$
 - ✓ RPA99 Version 2003 : $\begin{cases} 0.8 G \mp E \\ E + Q \mp G \end{cases}$

Procédure avec Robot :

1. Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
2. Copier les voiles sélectionnés.
3. Cliquer sur le **bouton droit** de la souris, puis choisir "**tableau**", puis "**résultats réduits**".
4. Choisir le "**cas de charge**" suivant : "**combinaison**".
5. Cliquer sur "**Filtres**", coller les voiles déjà sélectionnés. Relever les valeurs des paramètres qui seront utilisés dans les calculs.

V.III.2. Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches). Le *Art.3.4. A.1.a RPA 99 version 2003* exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone *Ila*.

V.III.3. Exposé de la méthode de calcul

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode des contraintes. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ROBOT.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue. $L_t = L - L_c$

➤ **Type de sollicitation**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Pour notre cas on est dans le cas d'une section partiellement comprimé **SPC**.

- ✓ contrainte au niveau de la section [d] :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{max}(L_t - d)}{L_t}$$

- ✓ efforts internes correspondants :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

VIII.4. Détermination des armatures**1. Armatures verticales**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, on est dans le cas d'une : Section partiellement comprimé SPC.

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s (2‰) contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 2‰.

- Combinaisons courantes : $\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

- Combinaisons accidentelles $\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ainsi que : $0.20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0.5\% \dots \dots \dots$ (Art A.8.1.21/BAEL91 modifiée 99)

B_c : section du béton comprimée

✓ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \times f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots$$
 (BAEL Art A4.2.1)

B_t : la section horizontale du béton tendu $B_t = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu

$$A_{\min} \geq A = 0.002 B \dots \dots \dots$$
 (RPA Art 7.7.4.1)

2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- Selon BAEL $A_h = \frac{A_h}{4}$

Avec :

A_h : section d'armature horizontales

B : section du béton

- Selon l'RPA VS 2003

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\% \times B & \text{Globalement dans la section du voile} \\ A_h \geq 0.10\% \times B & \text{En zone courante} \end{cases}$$

3. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA vs 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule : $A_{Vj} = \frac{1.1.\bar{v}}{f_e}$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

\bar{v} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la Section de celle-ci est $\geq 4HA10$

❖ Exigences de RPA 99 version 2003 :

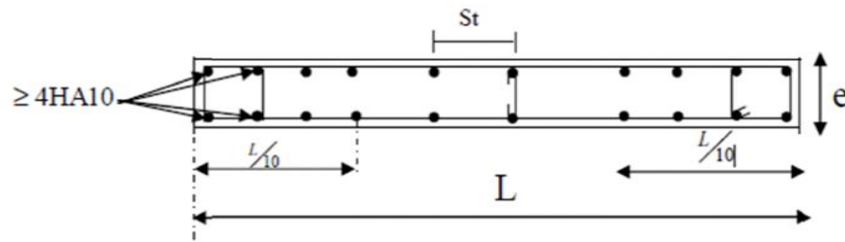
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5.e ; 30cm)$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale $L/10$ (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.
- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser $(L/10)$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.



- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

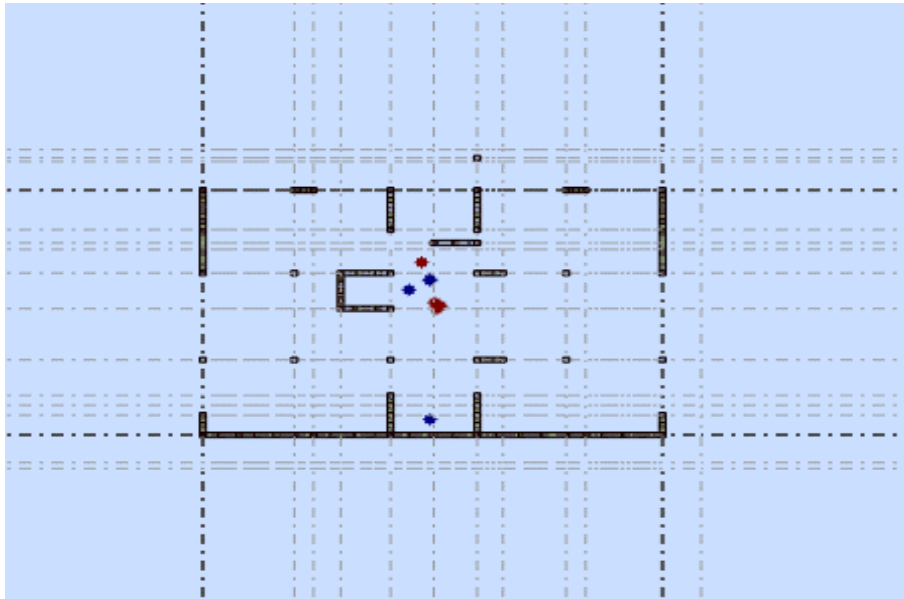


Figure V.III.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.III.5. Les Vérifications

➤ Vérification à l'ELS

1. vérifier que la contrainte dans le béton

À l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa. $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

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

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué à l'ELS.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible.

2. Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{v}{b \cdot d} ; v = 1.4 v_u$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après (*Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99*). Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Fissuration préjudiciable Selon BAEL91.

VIII.6. Exemple de calcul

- **Caractéristiques géométriques**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal VL1 = 4,2 m sur la zone

$$L = 4.2 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m}$$

- **Sollicitations de calcul**

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 5084,090 \text{ KPa.} \\ \sigma_{min} = -6680,839 \text{ KPa.} \end{cases}$$

- **Largeur de la zone comprimée L_c et de la zone tendue L_t**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L ; L_c = \frac{5084,090}{5084,090 + 6680,839} \times 4.2 ; L_c = 1.81 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c ; L_t = 4.2 - 1.81 ; L_t = 2.39 \text{ m}$$

- **Calcul d**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} \cdot L_c \right)$$

$$h_e = h_{étage} - h_{poutre} ; h_e = 3.57 - 0.4 ; h_e = 3.17 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.17}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.81 \right) ; d \leq \min(1.59 ; 1.20) \text{ m} ; d = 1.2 \text{ m}$$

• **Détermination de N**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t-d)}{L_t} ; \sigma_1 = \frac{6680,839 \times (2.39-1.2)}{2.39} ; \sigma_1 = 3326.45 \text{ KPa.}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e ; N_1 = \frac{6680,839 + 3326.45}{2} \times 1.2 \times 0.20$$

$$N_1 = 1200.87 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e ; N_2 = \frac{3326.45}{2} \times 1.6 \times 0.20 ; N_2 = 399.18 \text{ KN}$$

• **Calcul des armatures verticales**

1^{ère} bande : $A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} ; A_V = \frac{1200.87}{400 \times 10^{-1}} ; A_{V1} = 30.03 \text{ cm}^2$

2^{ème} bande : $A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} ; A_V = \frac{399.18}{400 \times 10^{-1}} ; A_{V2} = 9.98 \text{ cm}^2$

• **Les armatures de couture**

$$A_{Vj} = \frac{1.1 \cdot \bar{v}}{f_e} ; A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \times 751,302}{400 \times 10^{-1}} ; A_{Vj} = 26.29 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des sections totales**

$$\begin{cases} A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} ; A_1 = 30.03 + \frac{26.29}{4} ; A_1 = 36.87 \text{ cm}^2 \\ A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} ; A_2 = 9.98 + \frac{26.29}{4} ; A_2 = 16.55 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% \times B\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{1.2 \times 0.2 \times 2.1}{400} ; 0.2 \times 10^2 \times 1.2 \times 0.20\right)$$

$$A_{min} \geq \max(12.60 ; 6.4) ; A_{min} = 12.60 \text{ cm}^2$$

• **Armatures horizontales**

Selon BAEL ; $A_h = \frac{A_v}{4} ; A_h = \frac{30.03}{4} ; A_h = 7.50 \text{ cm}^2$

Selon RPA ; $A_h \geq 0.15\% \times B ; A_h \geq 0.0015 \times 420 \times 20 ; A_h \geq 12.6 \text{ cm}^2$

On prend : $A_h = 12.6 \text{ cm}^2$; soit $A_h = 2 \times 6\text{HA}12 = 13.58 \text{ cm}^2$

Avec : $S_h = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8).

	Section total	Ferraillage adoptée	S_t
1 ^{er} bande	$A_1 = 36.87 \text{ cm}^2$	$2(10\text{HA}16) = 40.2 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 16.55 \text{ cm}^2$	$2 \times 5\text{HA}16 = 20.1 \text{ cm}^2$	$S_t = 20 \text{ cm}$

- **Les vérifications**
- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1.5 \cdot e ; 30\text{cm}) ; S_t \leq \min(30 ; 30) \text{ cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} ; \sigma_{bc} = \frac{829,508 \times 10^3}{0.84 \times 10^6 + 15 \times 26.29 \times 10^2} ; \sigma_{bc} = 0.94\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.94\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003) $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{v}{b \cdot d} ; v = 1.4 \text{ vu} ; \tau_b = \frac{1.4 \times 737,166 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4200} ; \tau_b = 1.37\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} ; \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} ; \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.37\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99). Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable Selon BAEL91.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; \tau_u = \frac{737,166 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4200} ; \tau_u = 0.97\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \bar{\tau}_u = \min(2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) ; \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.97\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Zones		Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques			
Sollicitations de calcul	L	4.2m	4.2m
	B	0.84m	0.84m
	e	0.20m	0.20m
	σ_{max}	5084,090KPa	3346,189KPa
	σ_{min}	6680,839KPa	4652,565KPa
	L_c	1.81m	1.75m
	L_t	2.39m	2.45m
	d	1.6m	1.17
	σ_1	3326.45KPa	2430.73KPa
	N_1	1200.87KN	828.75KN
	N_2	399.18KN	284.40KN
	A_{V1}	30.30cm ²	20.72cm ²
	A_{V2}	9.98cm ²	7.11cm ²
	A_{Vj}	26.29cm ²	23.70cm ²
	A_1	36.87m	26.65cm ²
	A_2	16.55m	13.04m ²
	A_h	12.6cm ²	cm ²
	A_{min}	12.6cm ²	12.29cm ²
	A_{min}	12.6cm ²	12.6cm ²
Ferrailage des voiles	A_{1ad}	2 × 10HA16 = 40.2cm ²	2 × 7HA16 = 28.14cm ²
	A_{2ad}	2(5HA16) = 20.1cm ²	2(5HA14) = 15.4cm ²
	A_{had}	2 × 6HA12 = 13.58cm ²	2 × 6HA12 = 13.58cm ²
	S_{t1}	$S_t = 10cm$	$S_t = 10cm$
	S_{t2}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_h	$S_h = 20cm.$	$S_h = 20cm.$
	τ_b	1.37MPa	1.14MPa
	$\bar{\tau}_b$	5 MPa	5 MPa
	τ_u	0.97MPa	0.82MPa
	$\bar{\tau}_u$	2.5MPa	2.5MPa
	σ_{bc}	0.94MPa	0.21MPa
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa

Tableau VI.1 Ferrailage des voiles longitudinaux VL1.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques				
Sollicitations de calcul	<i>L</i>	2m	2m	2m
	<i>B</i>	0.52m	0.52m	0.52m
	<i>e</i>	0.20m	0.20m	0.20m
	σ_{max}	3015,592KPa	1383,366KPa	1068.087KPa
	σ_{min}	5107,218KPa	4089,875KPa	976.636KPa
	<i>L_c</i>	0.74m	0.50m	1.04m
	<i>L_t</i>	1.26m	1.5m	0.96m
	<i>d</i>	0.84	0.34	0.64
	σ_1	1702.41KPa	2726.59KPa	325.55KPa
	<i>N₁</i>	572.00KN	340.83KN	83.34KN
	<i>N₂</i>	143.00KN	136.33KN	20.84KN
	<i>A_{V1}</i>	14.3cm ²	8.53cm ²	2.09cm ²
	<i>A_{V2}</i>	3.58cm ²	3.40cm ²	0.52cm ²
	<i>A_{Vj}</i>	9.96cm ²	11.45cm ²	3.66cm ²
	<i>A₁</i>	16.79cm ²	11.39cm ²	6.72cm ²
	<i>A₂</i>	8.82cm ²	6.27cm ²	6.72cm ²
<i>A_h</i>	6cm ²	6cm ²	6cm ²	
Ferraillage des voiles	<i>A_{1ad}</i>	2 × 5HA16 = 20.1cm ²	2 × 4HA14 = 12.32cm ²	2 × 5HA12 = 11.3cm ²
	<i>A_{2ad}</i>	2 × 4HA12 = 9.04cm ²	2(4HA12) = 9.04cm ²	2 × 5HA12 = 11.3cm ²
	<i>A_{had}</i>	2 × 4HA12 = 9.04cm ²	2 × 4HA10 = 6.28cm ²	2 × 4HA10 = 6.28cm ²
	<i>S_{t1}</i>	<i>S_t</i> = 20cm	<i>S_t</i> = 20cm	<i>S_t</i> = 20cm
	<i>S_{t2}</i>	<i>S_t</i> = 20cm	<i>S_t</i> = 20cm	<i>S_t</i> = 20cm
	<i>S_h</i>	<i>S_h</i> = 20cm.	<i>S_h</i> = 20cm.	<i>S_h</i> = 20cm.
Vérifications	τ_b	1.02MPa	1.16MPa	0.62MPa
	$\bar{\tau}_b$	5 MPa	15 MPa	5 MPa
	τ_u	0.71MPa	0.83MPa	0.44MPa
	$\bar{\tau}_u$	2.5MPa	5MPa	2.5MPa
	σ_{bc}	0.99MPa	0.75MPa	0.18MPa
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	2.5MPa	15MPa

Zones		Zone II	Zone I
Caractéristiques géométriques			
N=20,619 T=150,117 Sollicitations de calcul	L	1m	1m
	B	0.2m	0.2m
	e	0.20m	0.20m
	σ_{max}	1803.954KPa	2748.458KPa
	σ_{min}	2972.941KPa	3724.504KPa
	L_c	0.38m	0.43m
	L_t	0.62m	0.57m
	d	0.25m	0.29cm
	σ_1	1774.17KPa	1829.57KPa
	N_1	118.67KN	161.06KN
	N_2	44.35KN	53.06KN
	A_{V1}	2.96cm ²	4.02cm ²
	A_{V2}	1.10cm ²	1.33cm ²
	A_{Vj}	5.77cm ²	5.04cm ²
	A_1	4.40cm ²	5.28cm ²
	A_2	2.54cm ²	3.04cm ²
	A_h	3cm ²	3cm ²
Ferrailage des voiles	A_{1ad}	5HA12 = 5.65cm ²	5HA12 = 5.65cm ²
	A_{2ad}	(4HA12) = 4.52cm ²	(5HA12) = 3.93cm ²
	A_{had}	5HA12 = 4.52cm ²	4HA12 = 4.52cm ²
	S_{t1}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_{t2}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_h	$S_h = 20cm.$	$S_h = 20cm.$
Vérifications	τ_b	1.16MPa	1.01MPa
	$\bar{\tau}_b$	5 MPa	5 MPa
	τ_u	0.83MPa	0.72MPa
	$\bar{\tau}_u$	2.5MPa	2.5MPa
	σ_{bc}	0.09MPa	1MPa
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa

Tableau VI.3 Ferrailage des voiles longitudinaux VL3.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques				
N=1163,006 T=376,680	L	1.8m	1.8m	1.8m
	B	0.36m	0.36m	0.36m
	e	0.20m	0.20m	0.20m
	σ_{max}	3902,322KPa	2360,359KPa	708,392KPa
	σ_{min}	-5092,952KPa	-3387,302KPa	-169,814KPa
N=591,675 T=258,309	L_c	0.78m	0.74m	0.78m
	L_t	1.02m	1.07m	1.02m
	d	0.52m	0.48cm	0.52
	σ_1	2496.55KPa	1867.76KPa	83.24KPa
	N_1	394.55KN	252.24KN	13.16KN
Sollicitations de calcul N=89,443 T=55,697	N_2	129.82KN	12.10KN	4.33KN
	A_{V1}	9.86cm ²	6.30cm ²	0.329cm ²
	A_{V2}	3.25cm ²	0.86cm ²	0.12cm ²
	A_{Vj}	14.50cm ²	9.94cm ²	0.22cm ²
	A_1	13.49cm ²	8.78cm ²	5.46cm ²
	A_2	6.88cm ²	5.04cm ²	5.46cm ²
	A_h	5.4cm ²	5.4cm ²	5.4cm ²
	A_{1ad}	2 × 5HA14 = 15.4cm ²	2 × 4HA12 = 9.04 cm ²	5HA12 = 5.65cm ²
	A_{2ad}	2 × 5HA12 = 7.86cm ²	2(3HA12) = 6.87cm ²	5HA12 = 5.65cm ²
	A_{had}	5HA12 = 5.65cm ²	2 × 5HA10 = 7.86cm ²	5HA12 = 5.65cm ²
Ferrailage des voiles	S_{t1}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_{t2}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_h	$S_h = 20cm.$	$S_h = 20cm.$	$S_h = 20cm.$
	τ_b	1.12MPa	1.11MPa	0.24MPa
	$\bar{\tau}_b$	5 MPa	5 MPa	5 MPa
Vérifications	τ_u	0.80MPa	0.79MPa	0.17MPa
	$\bar{\tau}_u$	2.5MPa	2.5MPa	2.5MPa
	σ_{bc}	1.55MPa	1.57MPa	0.25MPa
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa	15MPa

Tableau VI.4 Ferrailage des voiles longitudinaux VL4.

Zones		Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques			
Sollicitations de calcul	L	0.8m	0.8m
	B	0.16m	0.16m
	e	0.20m	0.20m
	σ_{max}	5501.690KPa	2993.245KPa
	σ_{min}	9732.319KPa	5143.519KPa
	L_c	0.28m	0.30m
	L_t	0.52m	0.5m
	d	0.18m	0.2m
	σ_1	6363.43KPa	3085.51KPa
	N_1	289.72KN	164.58KN
	N_2	114.54KN	61.71KN
	A_{V1}	7.24cm ²	4.12cm ²
	A_{V2}	2.86cm ²	1.54cm ²
	A_{Vj}	12.13cm ²	11.13cm ²
	A_1	10.27cm ²	6.90cm ²
	A_2	3.89cm ²	4.32cm ²
	A_h	2.56cm ²	2.4cm ²
Ferrailage des voiles	A_{1ad}	2 × 5HA12 = 11.3cm ²	2 × 5HA12 = 7.70cm ²
	A_{2ad}	4HA12 = 4.52cm ²	4HA12 = 4.52cm ²
	A_{had}	4HA10 = 3.14cm ²	4HA10 = 3.93cm ²
	S_{t1}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_{t2}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_h	$S_h = 20cm.$	$S_h = 20cm.$
Vérifications	τ_b	3.36MPa	2.75MPa
	$\bar{\tau}_b$	5 MPa	5 MPa
	τ_u	2.40MPa	2.00MPa
	$\bar{\tau}_u$	2.5MPa	2.5MPa
	σ_{bc}	0.92MPa	5.35MPa
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa

Tableau VI.5 Ferrailage des voiles transversaux VT1.

Zones	Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques			
Sollicitations de calcul	L	1.07m	1.07m
	B	0.22m	0.22m
	e	0.20m	0.20m
	σ_{max}	3738,869KPa	2534,105KPa
	σ_{min}	-7168,082KPa	-5675,283KPa
	L_c	0.36m	0.33m
	L_t	0.71m	0.74m
	d	0.24m	0.22m
	σ_1	4745.07KPa	3988.037KPa
	N_1	285.92KN	212.59KN
	N_2	113.88KN	87.74KN
	A_{V1}	7.15cm ²	5.31cm ²
	A_{V2}	2.85cm ²	2.19cm ²
	A_{Vj}	8.16cm ²	14.97cm ²
	A_1	9.19cm ²	9.05cm ²
	A_2	4.89cm ²	5.93cm ²
	A_h	3.21cm ²	3.74cm ²
Ferrailage des voiles	A_{1ad}	2(5HA12) = 11.3cm ²	2(5HA12) = 11.3cm ²
	A_{2ad}	5HA12 = 5.65cm ²	5HA12 = 5.65cm ²
	A_{had}	4HA12 = 4.52cm ²	4HA12 = 4.52cm ²
	S_{t1}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_{t2}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_h	$S_h = 25cm.$	$S_h = 25cm.$
Vérifications	τ_b	1.95MPa	2.83MPa
	$\bar{\tau}_b$	5 MPa	5 MPa
	τ_u	1.40MPa	2.02MPa
	$\bar{\tau}_u$	2.5MPa	2.5MPa
	σ_{bc}	0.91MPa	0.41MPa
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa

Tableau VI.6 Ferrailage des voiles transversaux VT2.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques				
Sollicitations de calcul N=112,801 T=204,225	L	2.07m	2.07m	2.07m
	B	0.41m	0.41m	0.41m
	e	0.20m	0.20m	0.20m
	σ_{max}	4661,663KPa	1917,256KPa	392,740KPa
	σ_{min}	-6487,443KPa	-3436,183KPa	-339,905KPa
	L_c	0.87m	0.74m	0.54m
	L_t	1.2m	1.33m	1.53m
	d	0.85m	0.50m	0.36m
	σ_1	1892.17KPa	2144.39KPa	259.93KPa
	N_1	712.27KN	279.03KN	21.59KN
	N_2	160.83KN	107.22KN	9.36cm ²
	A_{V1}	17.80cm ²	6.97cm ²	0.54cm ²
	A_{V2}	4.02cm ²	2.68cm ²	0.24cm ²
	A_{Vj}	25.65cm ²	20.75cm ²	7.86cm ²
	A_1	24.21cm ²	12.16cm ²	3.87cm ²
	A_2	10.43cm ²	7.87cm ²	3.87cm ²
	A_h	6.41m ²	6.21cm ²	6.21cm ²
Ferraillage des voiles	A_{1ad}	2(7HA16) = 28.14cm ²	2 × 5HA14 = 15.39cm ²	2 × 5HA12 = 11.3cm ²
	A_{2ad}	2(5HA12) = 11.3cm ²	2(5HA12) = 11.3cm ²	2 × 5HA12 = 11.3cm ²
	A_{had}	2 × 5HA10 = 7.86cm ²	2 × 5HA10 = 7.86cm ²	2 × 5HA10 = 7.86cm ²
	S_{t1}	$S_t = 10cm$	$S_t = 10cm$	$S_t = 10cm$
	S_{t2}	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$
	S_h	$S_h = 20cm.$	$S_h = 20cm.$	$S_h = 20cm.$
Vérifications	τ_b	2.49MPa	2.03MPa	MPa
	$\bar{\tau}_b$	5 MPa	5MPa	5MPa
	τ_u	1.7MPa	1.45MPa	MPa
	$\bar{\tau}_u$	2.5MPa	2.5MPa	2.5MPa
	σ_{bc}	1.42MPa	0.67MPa	MPa
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa	15MPa

Tableau VI.6 Ferraillage des voiles transversaux VT3.

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure, elles forment une assise rigide. Les fondations doivent :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Éviter les glissements pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Éviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme, etc.).

Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

VI.2. Choix du type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères 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 **1.8 bars**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures.

✓ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonnes capacités portantes. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous mur.
- Les semelles continuent sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

✓ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les puits.
- Les pieux.

VI.3. Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sur notre site d'implantation nous ont donné une contrainte admissible du sol 1.8 bars.

VI.4. Pré-dimensionnement des fondations

➤ **Semelle isolée :**

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

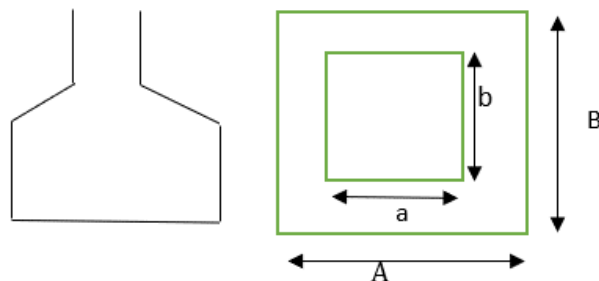
$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

• **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = k = 1 \rightarrow A = B \text{ (poteau carré).}$$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Exemple de calcul :



$$N_{ser} = 721,490$$

$$\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{721,490}{1.8}} = 2.02 \text{ m}$$

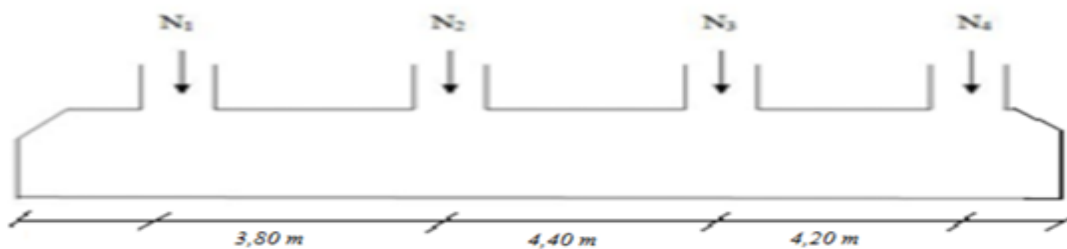
Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

➤ **Semelles filantes :**

1. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.



Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{Sol}$: capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}=200\text{KN}/\text{m}^2$).

B : Largeur de la semelle.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

L : Longueur de la semelle sous voile

Sens longitudinal :

N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = (B \times L)$ (m^2)	$S = (B \times L)$ (m^2)
635,705	4.2	0.2	0.84	0.84
165,031	0.8	1.15	0.92	0.92
211,831	1.07	1.10	1.18	1.18
132,834	4	0.19	0.74	0.74
324,088	3.6	0.5	1.80	1.8
75,332	3.8	0.11	0.42	0.42
142,126	3.7	0.26	0.79	0.79
				6.69

*Tableau VI.1. Surface des semelles filante sous les voiles longitudinaux.***Sens transversal :**

N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = (B \times L)$ (m^2)
293,482	2.07	0.38	0.78
163,006	1.8	0.5	0.9
157,818	1	0.88	0.88
528,910	2.6	1.13	2.94
			5.5m ²

Tableau VI.2. Surface des semelles filante sous les voiles transversaux.

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$SV = \sum Si = 12.16m.$$

2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :○ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite

ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Étape de calcul :**
- **Détermination de la résultante des charges :**

$$R = \sum N_i$$

Avec :

R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte du sol σ_{sol} .

$\sum N_i$: Charges verticales totales à la base de la fondation (charge permanentes et d'exploitation).

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec :

e_i : position de N_i par rapport au centre de la file considérée.

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle**

si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

Poteaux	N_s (KN)	e_i	M_i	$N_s \times e_i$
1	721,490	-2.4	2,581	-1731.576
2	693,184	2	1,975	1386.368
3	219,144	-6.2	5,022	-1358.69
4	472,300	6.2	5,719	2928.26
	2106.118	/	10.06	1224.362

Tableau VI.3. Surface des semelles filante sous les poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1224.362 + 10.06}{2106.118} = 0.5 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0.5 \text{ m}$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2106.118}{12.4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.5}{12.4}\right) = 1596.57 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2106.118}{12.4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.5}{12.4}\right) = 210.94 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2106.118}{12.4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.5}{12.4}\right) = 190.39 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B > \frac{qL}{\sigma_{sol}} = \frac{190.39}{180} = 1.05 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1.20 \text{ m}$

On aura donc, $= 1.2 \times 12.4 \times 6 = 89.28 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = 1.2 \times 12.4 \times 6 = 89.28 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 12.16 + 89.28 = 101.44 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 19.1 \times 12.4 = 236.84 \text{ m}^2$

- **Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est**

$$\frac{S_t}{S_{st}} = 0.43 = 43 \%$$

Donc : La surface des semelles représente 43 % de la surface totale du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, on opte pour une semelle filante pour notre bâtiment.

VI.5. Calcule des semelles filantes

Dimensionnement semelle sous poteau

1. Étude de la poutre de rigidité

- Dimensionnement

- La hauteur : $\frac{L}{9} < h_p < \frac{L}{6}$

Avec

L : la plus grande portée dans le sens étudié $L = 4.40 \text{ m}$.

$$\frac{440}{9} < h_p < \frac{440}{6} ; ; 48.89 \text{ cm} \leq h_p \leq 73.34 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur : $h_p = 70 \text{ cm}$

- La largeur : $\frac{1}{3} h_p < b_p < \frac{2}{3} h_p$

$$\frac{1}{3}h_p < b_p < \frac{2}{3}h_p ; \frac{1}{3} \times 70 < b_p < \frac{2}{3} \times 70 ; 23.33\text{cm} \leq b_p \leq 46\text{cm}$$

On adopte une hauteur : $b_p = 45\text{cm}$

VI.5. 2. Ferrailage de la poutre de rigidité ELU

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur quatre appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Poteaux	N_u (KN)	e_i	M_u	$N_u \times e_u$
1	304,750	-6.2	6,959	-1889.45
2	959,034	-2.4	2,721	-2301.68
3	998,096	2	3,582	1996.19
4	658,678	6.2	7,669	4083.80
	2920.56	/	20.93	1888.86

Tableau VI.4 : Résultante des charges sous poteaux à ELU.

$$R = \sum N_i ; R = 2920.56\text{KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_u + \sum M_i}{R} ; e = \frac{1888.86 + 20.93}{2920.56} ; e = 0.65\text{m}$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_t} \left(1 - \frac{3e_u}{L_t}\right) ; q_u = \frac{2920.56}{12.4} \left(1 - \frac{3 \times 0.56}{12.4}\right) ; q_u = 203.61\text{KN/m}$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} ; M_{01} = \frac{203.61 \times 3.8^2}{8} ; M_{01} = 367.52\text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8} ; M_{02} = \frac{203.61 \times 4.40^2}{8} ; M_{02} = 492.74\text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times L^2}{8} ; M_{03} = \frac{203.61 \times 4.20^2}{8} ; M_{03} = 448.96\text{KN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 367.52 ; M_A = 110.25\text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \max(367.52; 492.74) ; M_B = 246.37\text{KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.5 \times (492.74 ; 448.96) ; M_C = 246.37\text{KN.m}$$

$$M_D = 0.3M_{03} = 0.3 \times 448.96 ; M_D = 134.688\text{KN.m}$$

- Calcul des moments en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} ; \alpha = \frac{4278,065}{4278,065+12787,231} ; \alpha = 0.25$$

avec :

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} ; \alpha = 0.25 ; 0 < \alpha = 0.25 < \frac{2}{3}$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.25) = 1.08$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) = (1.2 + 0.3 \times 0.25) = 1.28$$

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \cdot M_{01} ; (1 + 0.3\alpha)M_{01}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 367.52 ; [1.08 \times 367.52]) - \frac{110.25+246.37}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(385.90; 396.92) - \frac{110.25+246.37}{2} ; M_{tAB} \geq 218.61 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_{01}}{2} ; M_{tAB} = \frac{1.28 \times 367.52}{2} ; M_{tAB} = 235.21 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 235.21 \text{KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \cdot M_{02} ; (1 + 0.3\alpha)M_{02}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_{02}}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 492.74 ; [1.08 \times 492.74]) - \frac{246.37+246.37}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(517.37 ; 532.16) - \frac{246.37+246.37}{2} ; M_{tBC} \geq 285.79 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_{02}}{2} ; M_{tBC} = \frac{1.08 \times 492.74}{2} ; M_{tBC} = 266.10 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 285.79 \text{KN.m}$

- Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \cdot M_{03} ; (1 + 0.3\alpha)M_{03}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

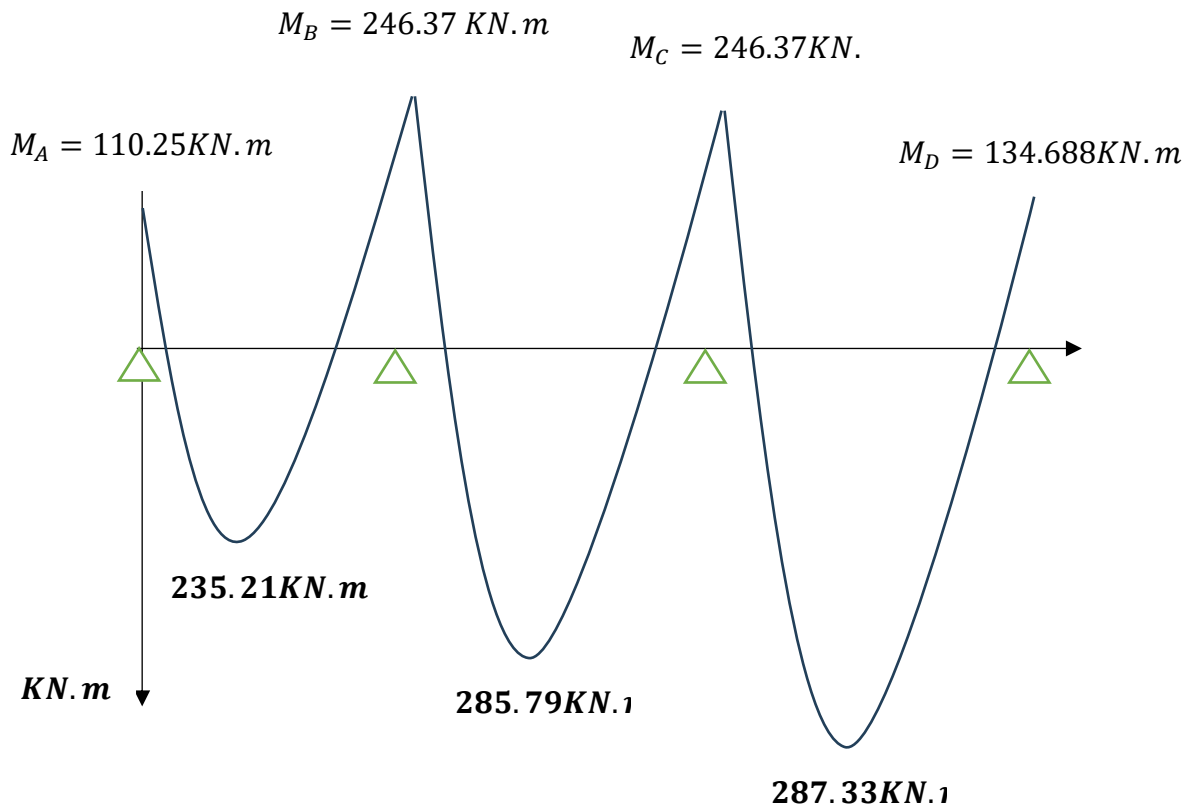
$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_{03}}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \times 448.96 ; [1.08 \times 448.96]) - \frac{246.37+246.37}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(471.41 ; 484.89) - \frac{246.37+246.37}{2} ; M_{tCD} \geq 238.52 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_{03}}{2} ; M_{tCD} = \frac{1.28 \times 448.96}{2} ; M_{tCD} = 287.33 \text{KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 287.33 \text{KN.m}$



Figures VI.2. diagramme des moments aux appuis et en travée.

VI.5.3. Calcul des armatures

En travée

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bc}} ; f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5. f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_u = \frac{287.33 \times 10^3}{45 \times 65^2 \times 14.2} ; \mu_u = 0.161.$$

$$\mu_u = 0.161 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

La section est simplement armée SSA ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

$$\text{D'après le tableau } \mu_u = 0.161 ; \beta = 0.911.$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{287.33 \times 10^3}{0.911 \times 65 \times 348} = 13.94 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 13.94 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_{st} = 4HA14 + 4HA16 = 14.2 \text{ cm}^2$.

Sur appuis

$$\mu_u = \frac{M_u^{max}}{bd^2 f_{bc}} ; f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5. f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_u = \frac{246.37 \times 10^3}{45 \times 65^2 \times 14.2} ; \mu_u = 0.091.$$

$$\mu_u = 0.091 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

La section est simplement armée SSA ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

$$\text{D'après le tableau } \mu_u = 0.091 ; \beta = 0.952.$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{246.37 \times 10^3}{0.892 \times 65 \times 348} = 12.21 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 12.21 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } A_{st} = 4HA14 + 4HA16 = 14.2 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{min} \right) ; \phi = \min \left(\frac{600}{35} ; \frac{350}{10} ; 1.4 \right) ; \phi = \min(17.14 ; 35 ; 1.4) \text{ cm}$$

$$\phi = 1.4 \text{ cm}$$

$$\text{Donc le choix adopté est le suivant : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Détermination des espacements

Zone nodale

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} \right) ; S_t \leq (15 ; 52.8) \text{ cm} ; S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2} \right) ; S_t \leq (30) \text{ cm} ; S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification des conditions du RPA99 version 2003 sur la section d'armatures transversales Selon le RPA99 dans l'article, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\text{Zone nodale } A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b ; A_{min} = 0.003 \times 10 \times 45 ; A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone courante } A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b ; A_{min} = 0.003 \times 20 \times 45 ; A_{min} = 2.7 \text{ cm}^2.$$

VI.6. Vérification à L'ELU

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1. BAEL 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{min}$.

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 35 \times 55$$

$$A_{min} = 2.32 \text{ cm}^2.$$

En travée

$$A_{min} = 2.32 \text{ cm}^2 < A_{st} = 14.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$A_{min} = 2.32 \text{ cm}^2 < A_{st} = 14.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 2. BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = V_u / bd \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{203.61 \times 3.8}{8} ; V_u = 386.85 \text{ KN.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} ; \frac{203.61 \times 4.4}{8} ; V_u = 111.98 \text{ KN.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} ; \frac{203.61 \times 4.2}{8} ; V_u = 106.89 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{386.85}{45 \times 65} ; \tau_u = 0.13 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \right\} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 ; 4 \} ; \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7. Vérifications à l'ELS

1. Vérification de la contrainte dans l'acier et le béton

2.

La fissuration il est considéré comme préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

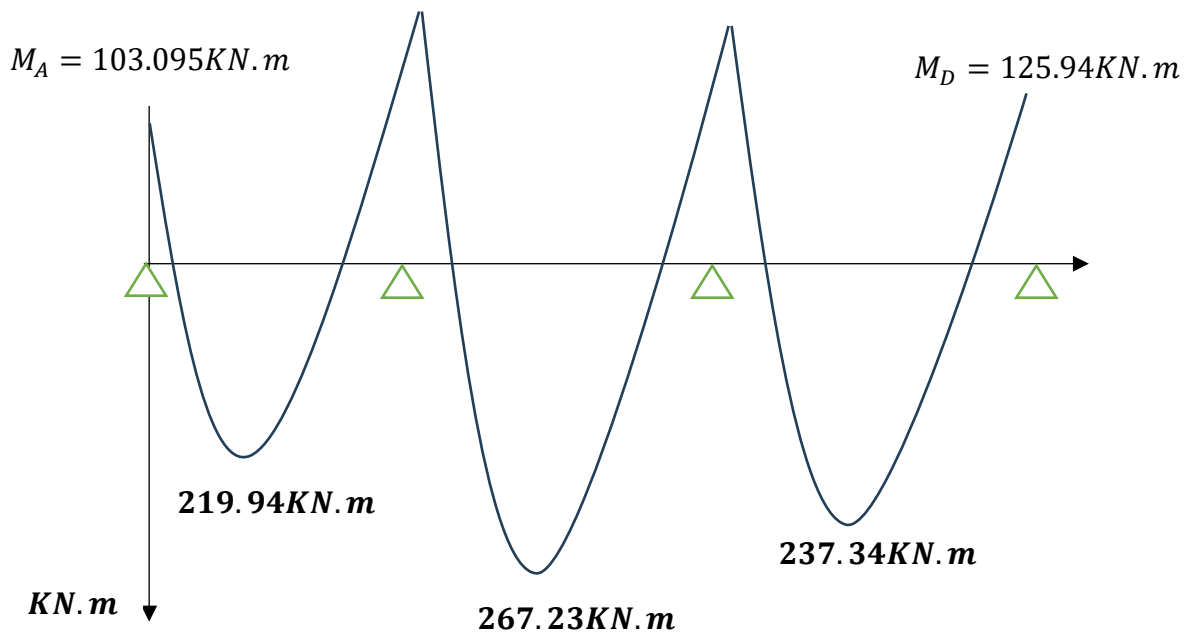
$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$q_s = 190.39 \text{KN/ml}$$

$$M_B = 230.37 \text{KN.m}$$

$$M_C = 230.37 \text{KN.m}$$



Figures VI.3. diagramme des moments aux appuis et en travée.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} ; \rho_1 = \frac{100 \times 14.2}{45 \times 65} ; \rho_1 = 0.485.$$

$$\rho_1 = 0.894 ; \beta_1 = 0. ; K_1 = 32.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{267.23 \times 10^3}{0.894 \times 65 \times 14.2} ; \sigma_{st} = 323.85 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{323.85}{32.17}$$

$$\sigma_{st} = 323.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 10.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage de la semelle sous poteaux

$$A_s = \frac{Nu(B-b)}{8d_b\sigma_{st}} = \frac{998,096 \times (120-45)}{8 \times 25 \times 34.8} = 10.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}16 \Rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$$

avec un espacement ($e = 15 \text{ cm}$)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.75}{4} = 2.86 \text{ cm}^2$$

soit 4HA10 ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2$)

semelle sous voile

Dimensionnement semelle sous voile

$$N_s = 635,705 \quad ; \quad L = 4.2 \text{ m} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$$

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \quad B \geq \frac{635.705}{180 \times 4.2} \quad B \geq 0.84 \text{ m}$$

Soit : $B = 1.20 \text{ m}$

Vérification On doit vérifier que $\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\frac{B-b}{4} + 5 \leq d \quad ; \quad \frac{120-20}{4} + 5 \leq d$$

On prend $d = 30 \text{ cm}$ d'où $h = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$

$$G_s = 25 \times 0.45 \times 1.2 \times 4.2 = 44.1 \text{ KN} \text{ Donc : } \sigma_{sol} = \frac{635.7 + 44.1}{1.2 \times 4.2} = 134.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{134.88 \text{ KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$$

Ferraillage de la semelle

$$Mu = \frac{Nu(B-b)^2}{8B}$$

avec : $Nu = 938,075 \text{ KN}$

$$Mu = 938,075 \times \frac{(1.2-0.2)^2}{8 \times 1.2} = 97.71 \text{ KN.m}$$

$$A_u^{st} = \frac{Mu}{0.9d\sigma_{st}} = \frac{97.71}{0.9 \times 30 \times 348} = 10.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_u^{st} = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

avec un espacement ($e = 15 \text{ cm}$)

$$\text{Armature de répartition } A = \frac{A_u^{st}}{4} = \frac{10.33}{4} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit à prendre : } A = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{B}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{avec : } \tau_s = 0.6 \times \psi S2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Ancrage des barres : } f_{c28} = 25 \text{ MPa } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.33$$

On prend $L_s = 16.93 \text{ cm}$

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et seront munis de crochets.

VI.8. Ferrailage de la longrine

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont

- 25 cm x 30 cm : Site de catégorie S2 et S3.
- On adoptera pour notre cas une section de 25 x 30 cm.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- Armatures longitudinales :

$$\alpha = 15 \text{ (Zone IIa ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} ; F = \frac{2920.56}{15} ; F = 194.70 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma} ; A = \frac{194.70}{34.8} ; A = 5.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{min}\right) ; \phi_t = \min(8.57 ; 25 ; 14) ; \phi_t = 8.57 \text{ mm}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \text{ On adopte un cadre de HA8}$$

- Espacement des cadres

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$St \leq \min(20, 15\phi_l) \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(20, 15 \times 1.4) \text{ cm.}$$

On adoptera comme espacement des cadres $St = 20 \text{ cm}$.

VI.9. Conclusion

- Dimensionnement

$$\text{La hauteur : } h_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur : } B = 110 \text{ cm}$$

- La poutre de rigidité

$$\text{La hauteur : } h_p = 60 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur : } b_p = 35 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales

$$\text{En travée : } A_{st} = 4HA14 + 4HA16 = 14.2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur appuis : } A_{st} = 4HA14 + 4HA16 = 14.2 \text{ cm}^2.$$

- Armatures transversales

$$A_t = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2.$$

- Espacements

$$\text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- semelle sous poteau et semelle sous voile

$$A_u^{st} = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

avec un espacement ($e = 15 \text{ cm}$)

$$A = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage de la longrine
 - *Armatures longitudinales* : $A = 6HA14 = 9.24\text{cm}^2$
 - *Armatures transversales* : un cadre de HA8.
 - *Espacement des cadres* : $St = 20\text{cm}$.

Chapitre VII

voile périphérique

VII.1. Introduction

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure. Il sert aussi à :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII.2. Pré dimensionnement

D'après l'article 10.1.2 RPA99 version 2003, l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 20cm. Et sa hauteur est de 3.57 m.

VII.3. Détermination des sollicitations

VII.3.1. Caractéristique mécanique et physique du sol

-Poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

-Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

-Cohésion $C = 0$

-Surcharge éventuelle $q = 10 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars}$

VII.3.2. Contrainte de la poussée

➤ Calcul des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

ELU : $\sigma_{H1} = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5q)$; $K_0 = 1 - \sin \varphi$; **$K_0 = 0.5$**

$$\sigma_{H1} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times h_1 + 1.5 \times 10) ; \sigma_{H1} = 12.15h + 7.5$$

Pour :

$$h = 0 ; \sigma_{H1} = 7.5KN/m^2$$

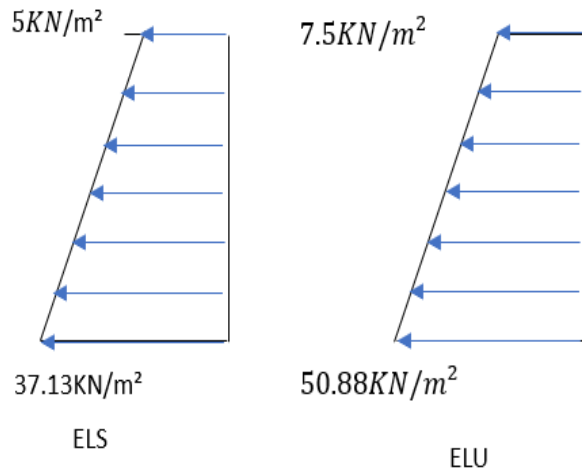
$$h = 3.57 ; \sigma_{H1} = 50.88KN/m^2$$

$$ELS : \sigma_{H1} = K_0 \times (\gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{H2} = 0.5 \times (18 \times h + 10) ; \sigma_{H2} = 9h + 5$$

$$Pour : h = 0 ; \sigma_{H2} = 5KN/m^2$$

$$h = 3.57 ; \sigma_{H2} = 37.13KN/m^2$$



Figures VII.1. Diagramme des contrainte.

➤ **Charges moyennes**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d’une bande de 1 mètre est :

$$\text{À LELU : } q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1m ; q_u = \frac{3 \times 50.88 + 7.5}{4} ; q_u = 40.04KN/m$$

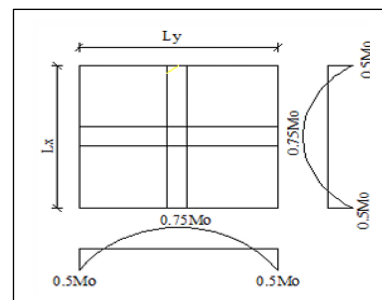
$$\text{À LELS : } q_s = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1m ; q_s = \frac{3 \times 37.13 + 5}{4} ; q_s = 29.10/m$$

VII.4. Ferrailage de voile périphérique

VII.4.1. Méthode de calcul

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees au niveau des fondations et simplement appuyé au niveau des poteaux et des poutres. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.75
- Moment sur appuis 0.5



VII.4.2. Identification des panneaux

- **Panneau 01**

$$Lx = 3.8m ; Ly = 4 m$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} ; \rho = \frac{3.8}{4} ; \rho = 0.95 ; \text{Donc le panneau travaille dans les deux sens.}$$

À LELU :

$$\rho = 0.95 ; \begin{matrix} \mu_x=0.0410 \\ \mu_y=0.888 \end{matrix}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x ; M_{0x} = 0.0410 \times 40.04 \times 3.8^2 ; M_{0x} = 23.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} ; M_{0y} = 0.888 \times 23.88 ; M_{0y} = 21.04 \text{ KN.m}$$

VII.4.3. Correction des moments

- Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 23.70 = -11.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 23.70 = 17.77 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 21.04 = -10.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 21.04 = 15.78 \text{ KN.m}$$

VII.4.4. Calcul de sections d'armatures

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$; $d=17 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

Sens	Zone	$M_u \text{ KN.m}$	μ_u	μ_u	Section	β	$A_a \text{ cm}^2$	$A_{ad} \text{ cm}^2$	$S_t \text{ cm}^2$
X-X	Appuis	11.85	0.029	0.392	SSA	0.985	2.04	5HA10 = 3,92	20
	Travée	17.77	0.044	0.392	SSA	0.978	3.10	5HA10 = 3,92	20
Y-Y	Appuis	10.52	0.022	0.392	SSA	0.989	1.55	5HA10 = 3,92	20
	Travée	15.78	0.033	0.392	SSA	0.983	2.34	5HA10 = 3,92	20

Tableau VI.1. ferrailage du voile périphérique.

- **Les armatures transversales :**

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 . \text{ Soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 . \text{ Soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 .$$

VII.5. Recommandations du RPA 99

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA8 par cm^2

VII.6. Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité Art. A.4.2 BAEL91 modifié 99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d < A_{ad}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \times 100 \times 17 \quad ; \quad A_{min} = 2.05cm$$

Sens	Zone	$A_{ad}cm^2$	$A_{min}cm^2$
X-X	Appuis	5HA10 = 3,92	2.05
	Travée	5HA10 = 3,92	2.05
Y-Y	Travée	5HA10 = 3,92	2.05
	Appuis	5HA10 = 3,92	2.05

Tableau VI.2. vérifications de la condition de non fragilité.

2. Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33cm)$

Sens X-X

$$S_t < \min(3 \times 20 ; 33cm) = 33cm.$$

$$S_t = 20cm < 33cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$S_t < \min(3 \times 20 ; 33cm) = 33cm.$$

$$S_t = 20cm < 33cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Longueur de scellement des barres

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.52) \times 2.1 = 2.835MPa$$

$$\text{Pour HA10 : } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27cm \Rightarrow L_s = 35.27cm.$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à 0.4 pour les barres à haute adhérence selon *Art A.6.1, 21BAEL91 modifiée 99*

Pour HA10 : $L_a = 14.10\text{cm}$.

VII.7. Vérification à l'ELS

On a : $\rho = 0.95$; $\mu_x = 0.0483$
 $\mu_y = 0.923$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x ; M_{0x} = 0.0483 \times 29.10 \times 3.8^2 ; M_{0x} = 20.30 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} ; M_{0y} = 0.923 \times 20.30 ; M_{0y} = 18.74 \text{KN.m}$$

• Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 20.30 = -10.15 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 20.30 = 15.23 \text{KN.m}$$

• Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 18.74 = -9.37 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 18.74 = 14.06 \text{KN.m}$$

Sens	Zone	$M_s \text{KN.m}$	μ_s	μ_t	Section	β	$A_a \text{cm}^2$	$A_{ad} \text{cm}^2$	$S_t \text{cm}^2$
X-X	Appuis	-10.15	0.025	0.392	SSA	0.987	1.74	5HA10 = 3,93	20
	Travée	15.23	0.037	0.392	SSA	0.981	2.62	5HA10 = 3,93	20
Y-Y	Appuis	-9.37	0.023	0.392	SSA	0.988	1.7	5HA10 = 3,93	20
	Travée	14.06	0.034	0.392	SSA	0.983	2.5	5HA10 = 3,93	20

1. Vérification des contraintes du béton

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} & \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6.2.1} \right\}; \bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \text{MPa}; \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$$

Sens	Zone	$M_s \text{ KN.m}$	$A_{ad} \text{ cm}^2$	ρ_1	β_1	K_1	$\sigma_{st} \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ MPa}$
X-X	Appuis	-10.15	3,92	0.231	0.923	49.93	164.59	348	3.30	15
	Travée	15.23	3,92	0.231	0.923	49.93	246.98	348	4.95	15
Y-Y	Appuis	-9.37	3,92	0.231	0.923	49.93	135.27	348	2.70	15
	Travée	14.06	3,92	0.231	0.923	49.93	288.00	348	5.76	15

2. Vérification de la flèche

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} ; \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale 20 cm.

L_x : portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment max à l'ELS.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A_{st} : Section des armatures.

b : Largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x}{8} ; M_0 = \frac{29.10 \times 3.8^2}{8} ; M_0 = 52.53 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.2 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{15.23}{20 \times 52.53} = 0.0145 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.92}{100 \times 17} = 0.0023 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.8. Conclusion

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 20cm.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

○ Sens x-x :

-En travée : 5HA10 = 3,93cm² avec un espacement de 20 cm.

-Aux appuis : 5HA10 = 3,93cm² avec un espacement de 20 cm.

○ Sens y-y :

-En travée : 5HA10 = 3,93cm² ml avec un espacement de 20cm.

-Aux appuis : 5HA10 = 3,93cm² avec un espacement de 20 cm.

Conclusion générale

L'étude réalisée sur un bâtiment R+5 avec un entresol, destiné à l'habitation et contreventé par des voiles porteurs, a permis de mettre en évidence plusieurs aspects essentiels de la conception et de la modélisation des structures. L'utilisation du logiciel Robot Structural Analyses s'est révélée être un atout précieux pour mener à bien cette analyse, offrant une précision dans le calcul des efforts et des déformations, ainsi que dans l'évaluation des éléments structuraux. Grâce à l'étude que j'ai réalisée dans le cadre de ce projet, j'ai pu mettre en pratique les connaissances théoriques que j'ai acquises tout au long de mon parcours et améliorer mes compétences.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude m'ont conduit à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela m'a permis d'approfondir davantage mes connaissances en génie civil.

Effectivement, les obstacles que j'ai rencontrés lors de cette étude m'ont amené à prendre des notes et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'opportunité d'explorer pendant notre parcours scolaire. Cela m'a permis d'approfondir mes connaissances en génie civil.

Cette étude avec ROBOT m'a permis d'approfondir ma compréhension, d'interpréter et même d'observer le comportement de la structure pendant la phase de vibration grâce aux résultats techniques et aux illustrations obtenues. Grâce à cela, j'ai pu améliorer mon travail en ce qui concerne le temps et l'efficacité.

Le projet de réalisation présente donc une solution fiable pour la construction d'un bâtiment d'habitation en R+5 avec entresol, tout en offrant des perspectives intéressantes pour l'amélioration future des méthodes de conception structurent

Cependant, l'étude a également révélé l'importance de certaines optimisations futures, notamment en ce qui concerne la répartition des efforts dans les voiles porteurs, ainsi que la nécessité d'approfondir certaines analyses dynamiques afin de garantir une meilleure réponse structurelle face à des sollicitations sismiques plus sévères

Dans l'ensemble, je souhaite que ce travail illustre les étapes essentielles d'un projet tel qu'il doit être réalisé, afin de donner un plus aux promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.*
- *BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.*

Logiciels

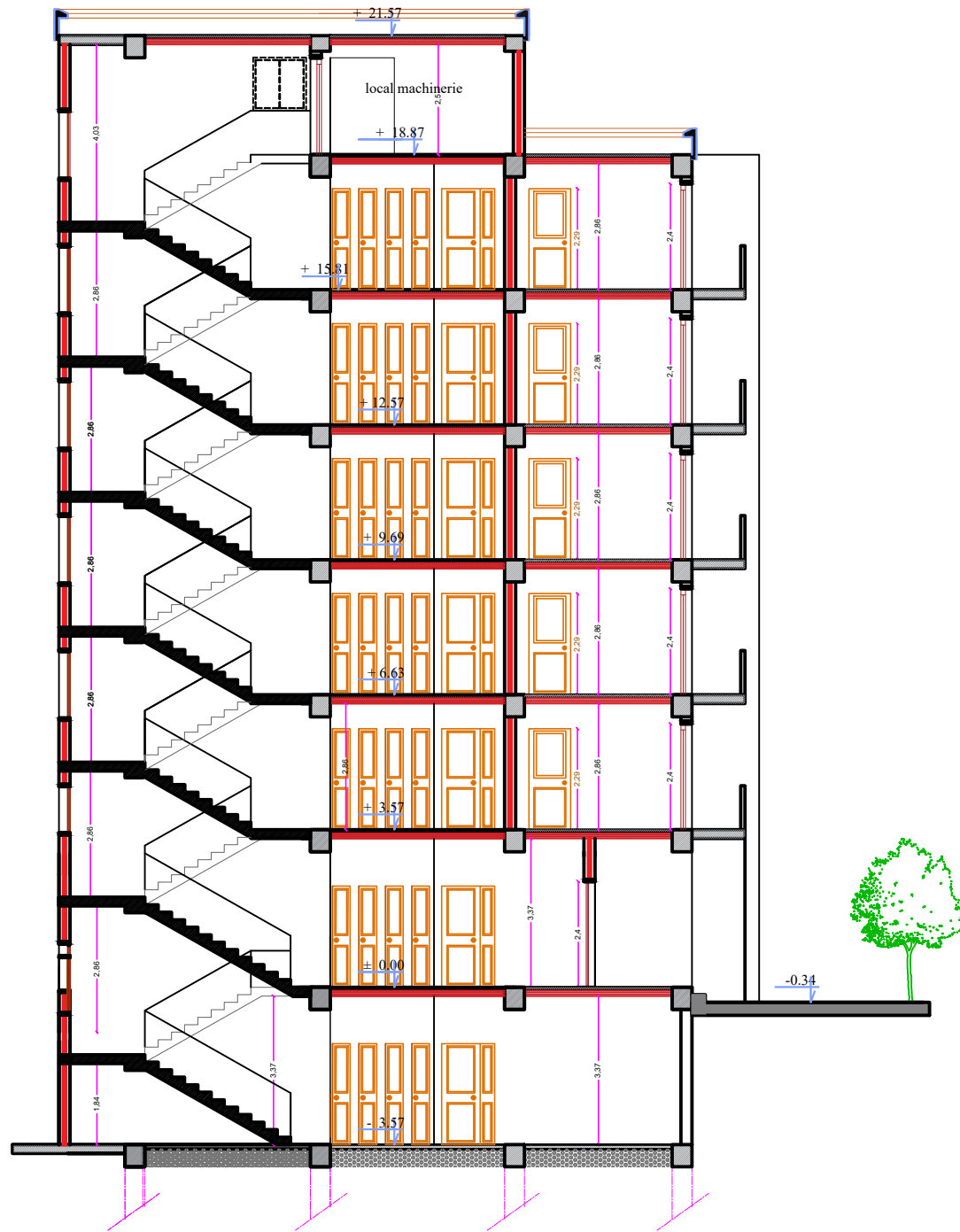
- *Logiciel ROBOT 2016 ;2021.*
- *Logiciel de ferrailage ROBOT Expert.*
- *EXCEL 2007.*
- *WORD 2016.*
- *AUTOCAD 2016.*

Ouvrage

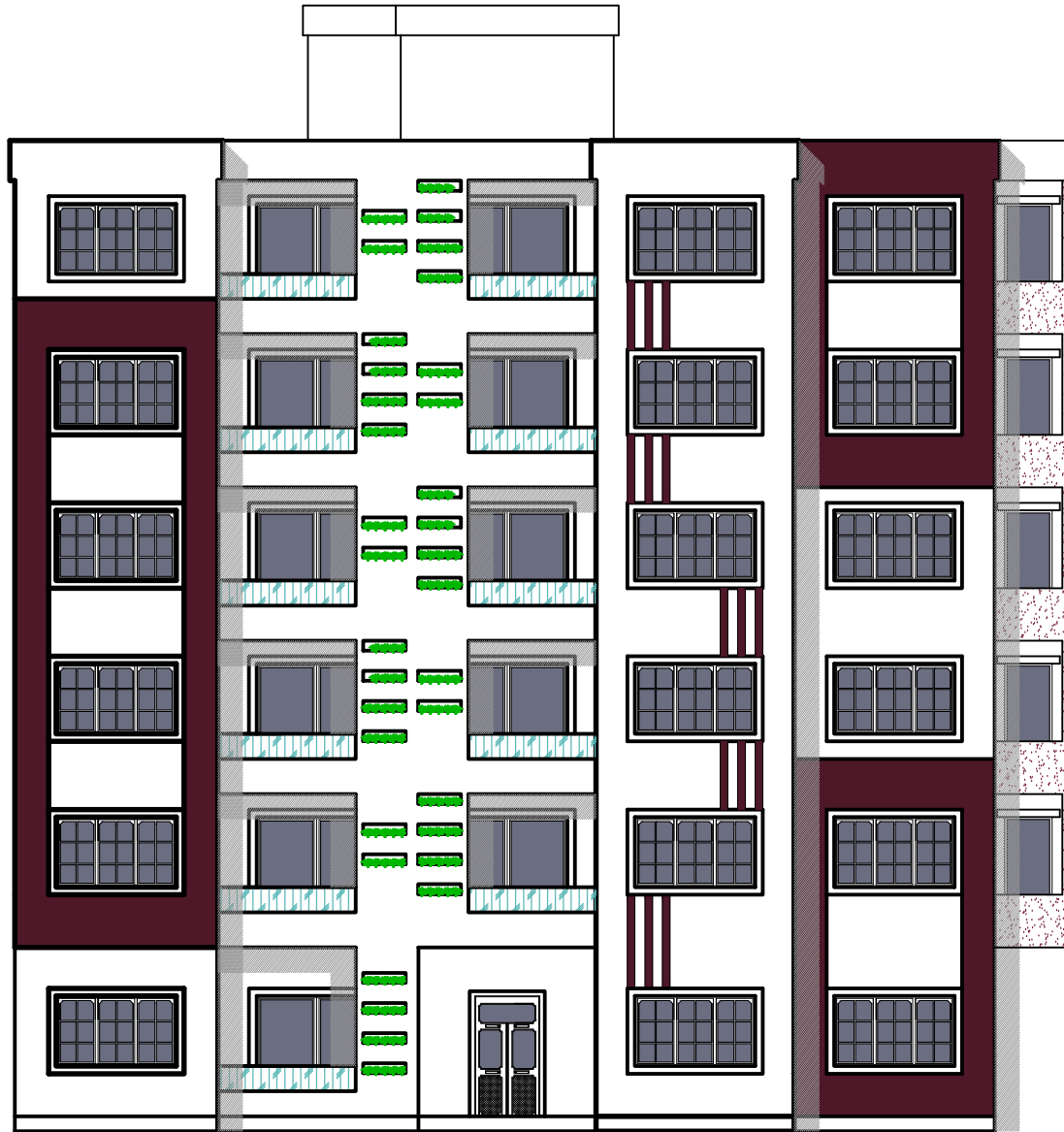
- *Les abaques de PIGEAUD.*
- *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*



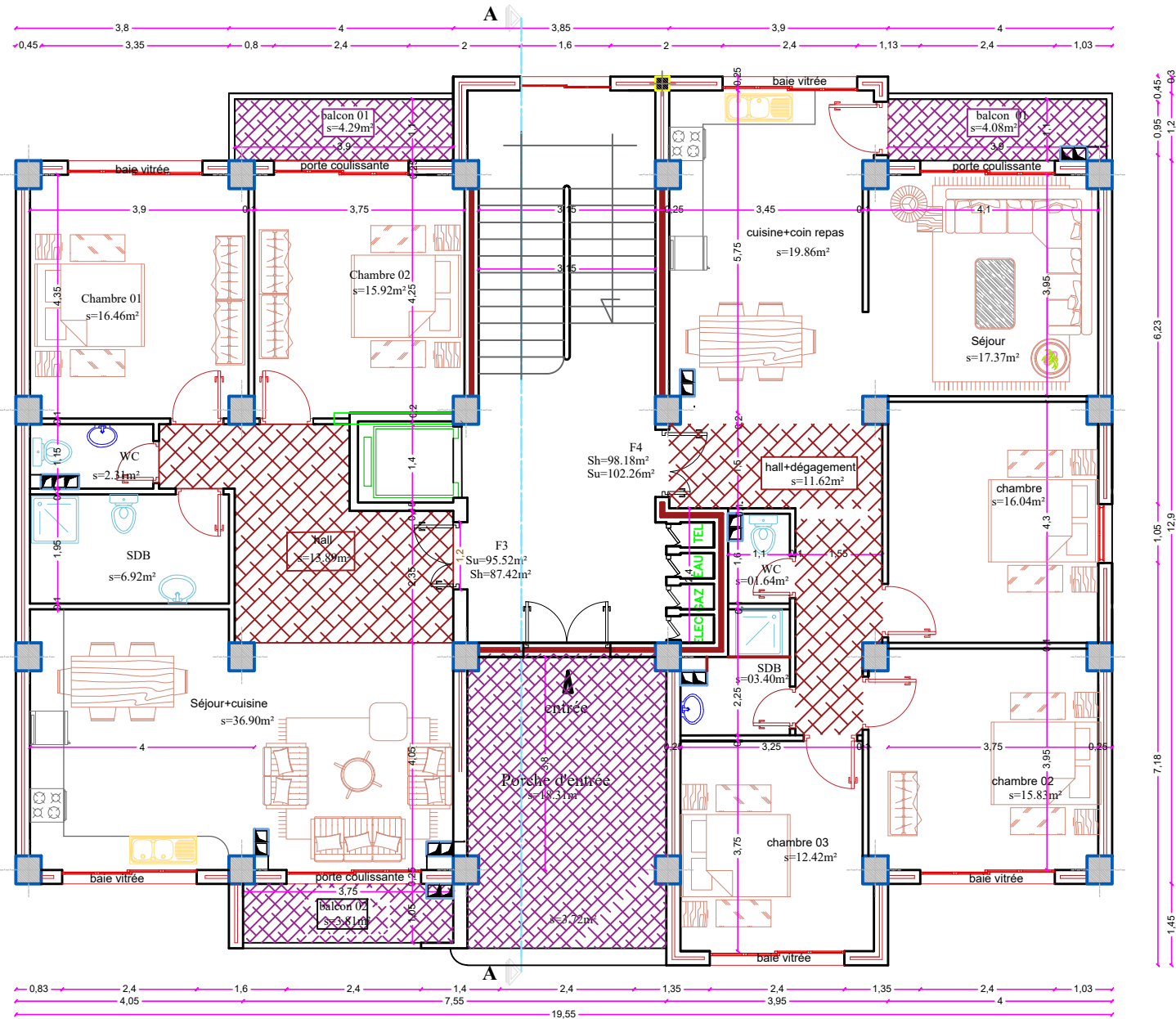
Plan d'architecture



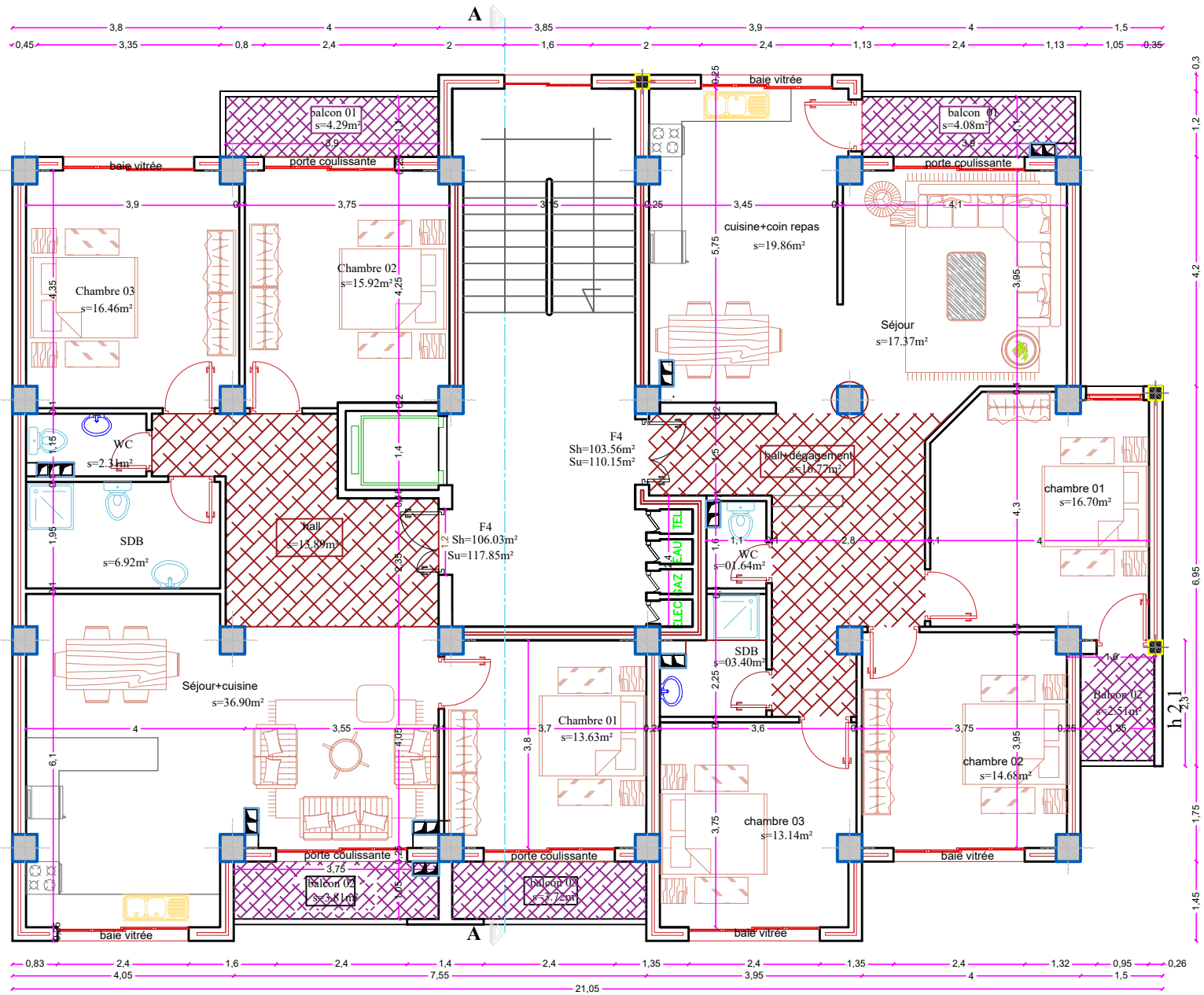
Coupe A-A



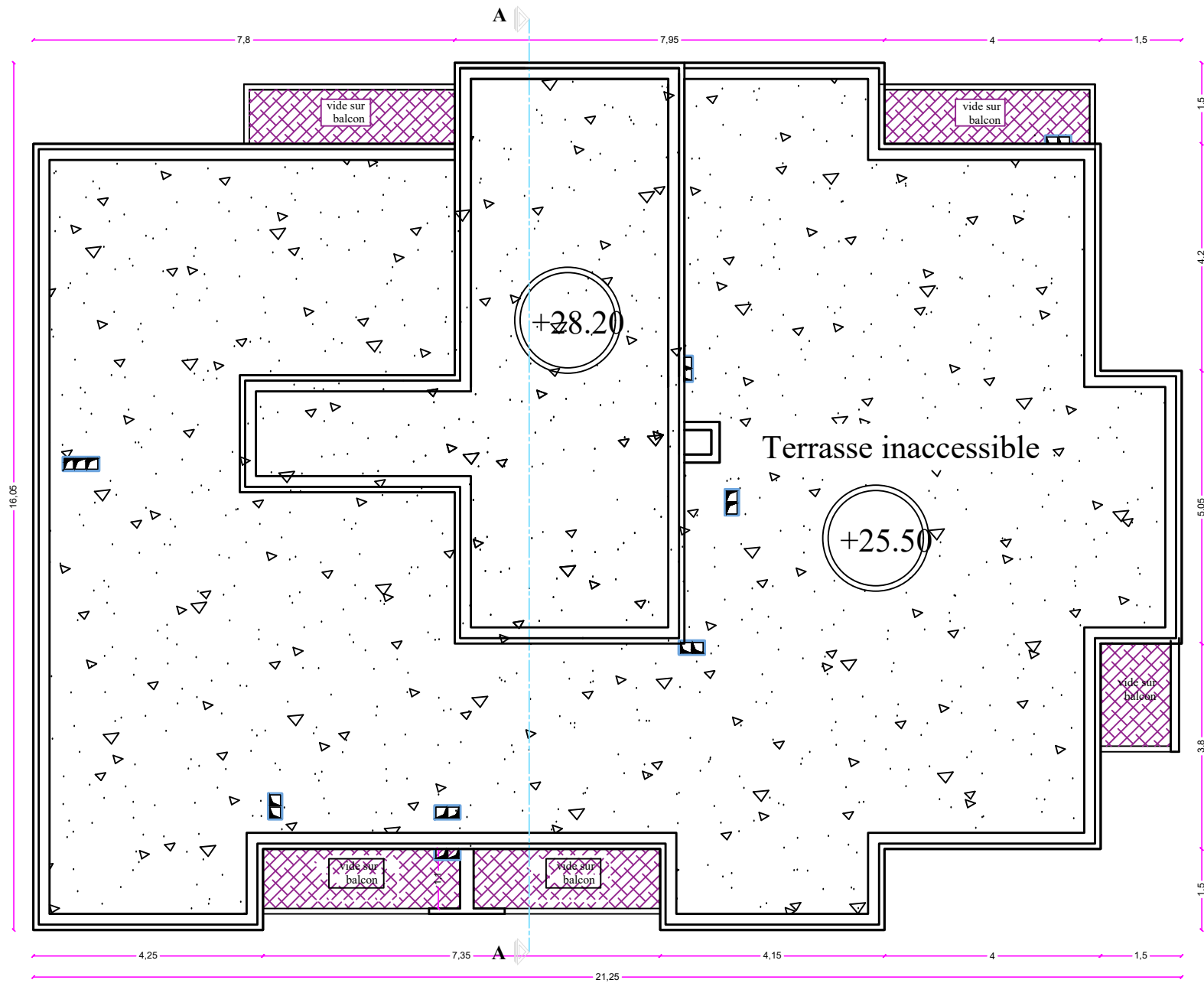
Façade Principale Bloc 6 Ech 1/50



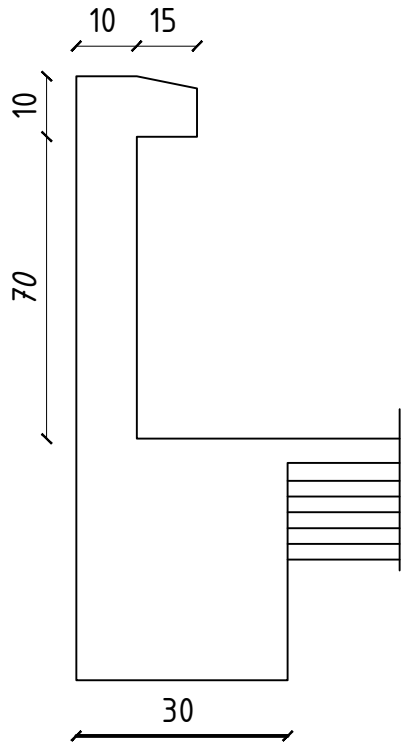
plan RDC



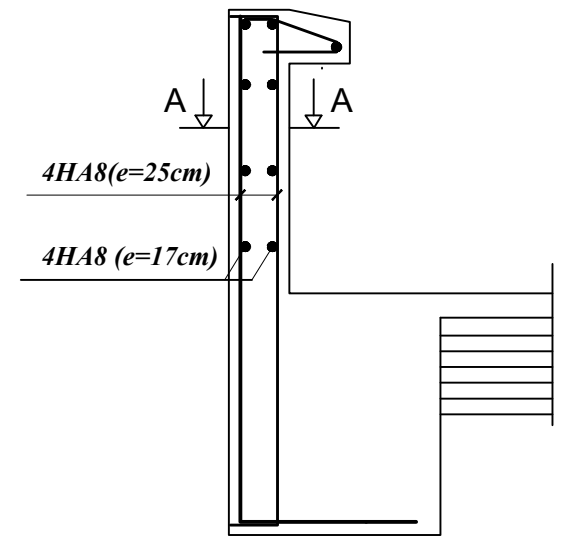
plan étage courant



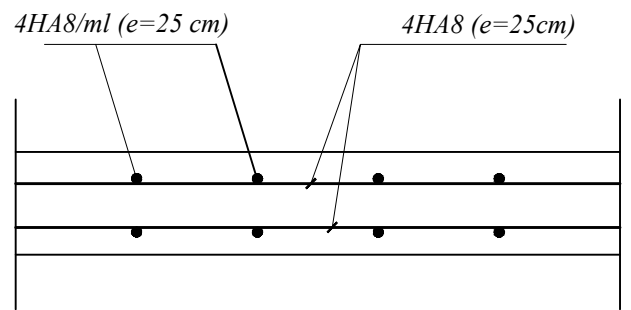
plan de toiture



Coffrage de l'acrotère



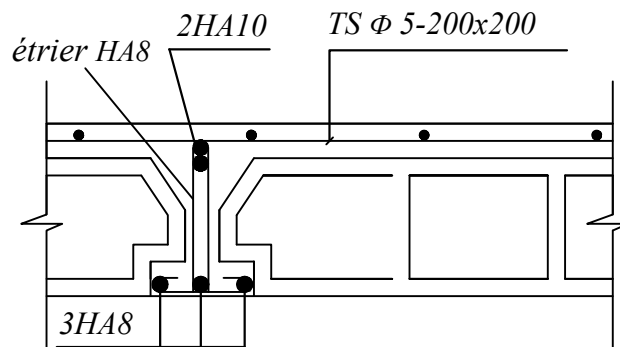
Ferrailage de l'acrotère



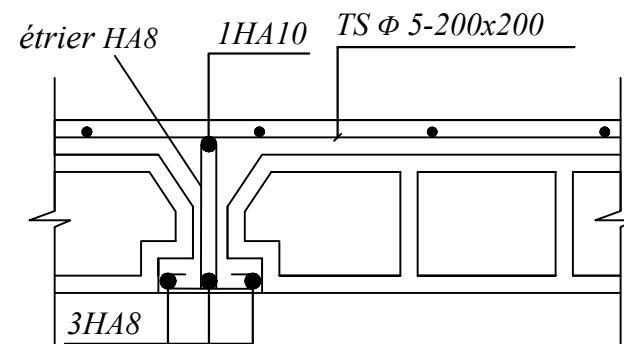
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR : M. Smahi	Ferrailages de L'AcrotÈre
ETUDIÉ PAR : Lydia Bersi	

Appuis



travées



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

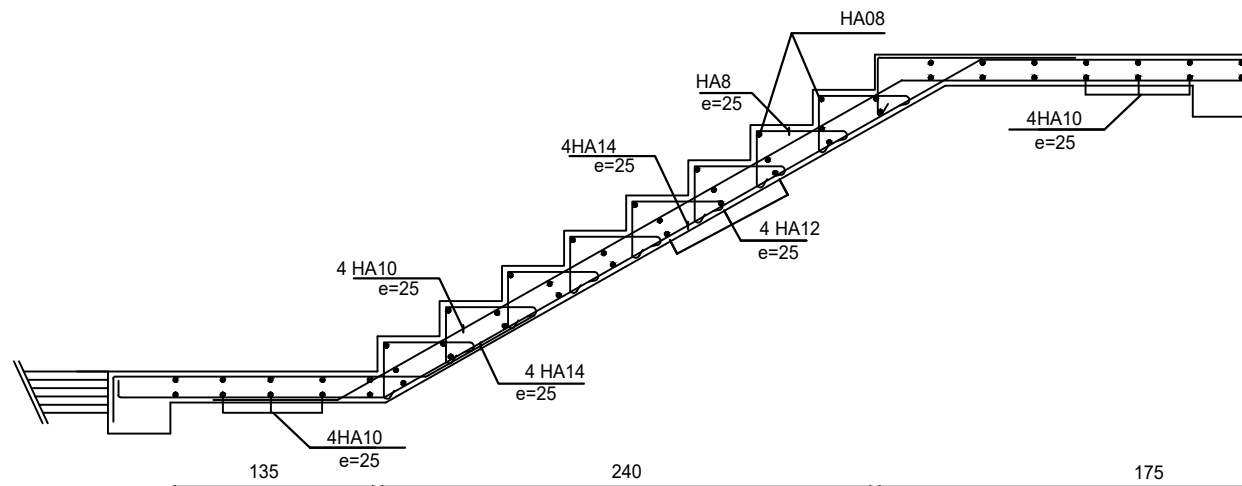
Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
M .Smahi

ETUDIER PAR:
Lydia Bersi

Ferrailages de
Plancher et poutrelles



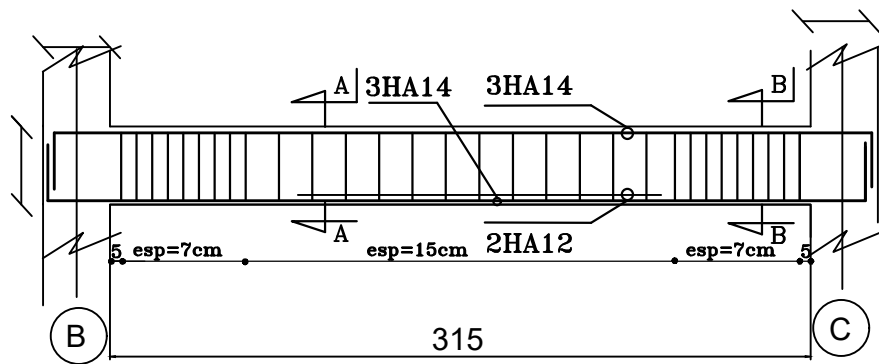
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR:
 M. Smahi

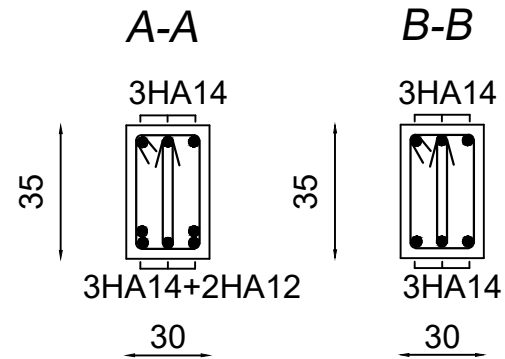
ETUDIÉ PAR:
 Lydia Bersi

Ferrailages
 de L'Escalier

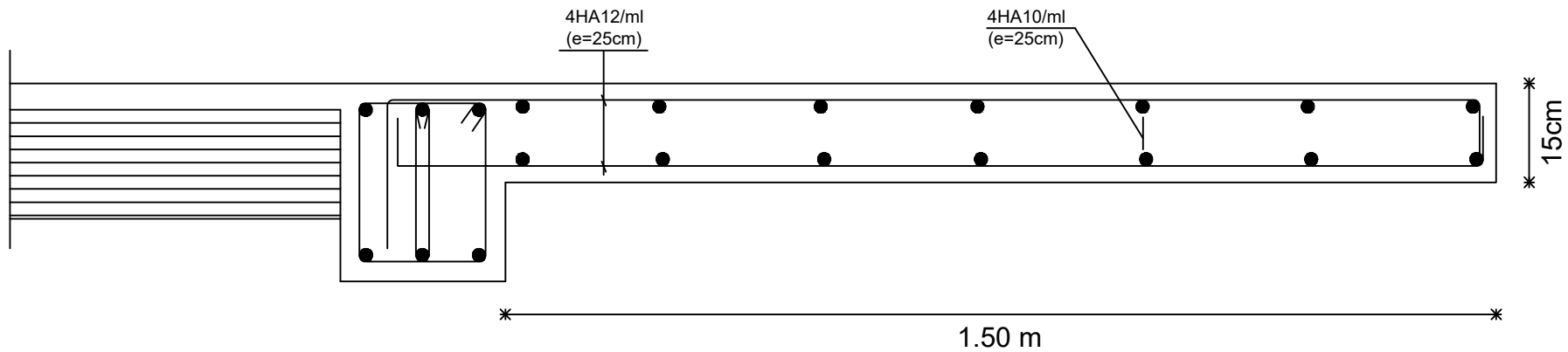
Poutres paliere



COUPE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : M. Smahi	Ferrailages des Poutres paliere
REVISEUR PALE: Lydia Bersi	



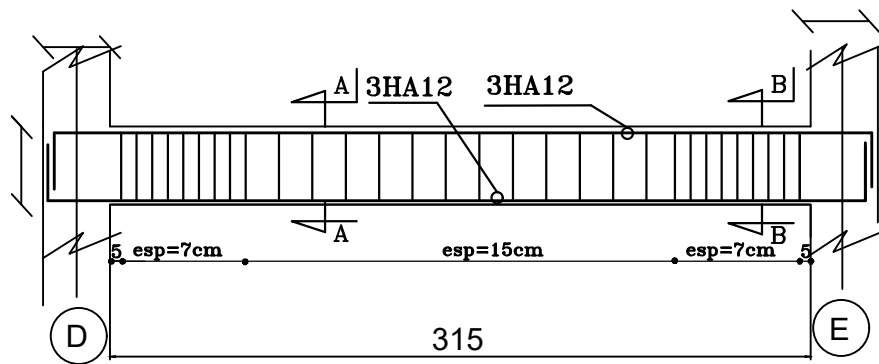
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M .Smahi

ETUDIER PAR:
 Lydia Bersi

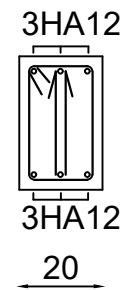
Ferrailages
 des Balcon

Poutres chainage

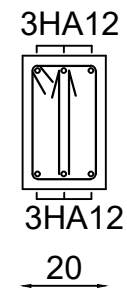


COUPE

A-A



B-B

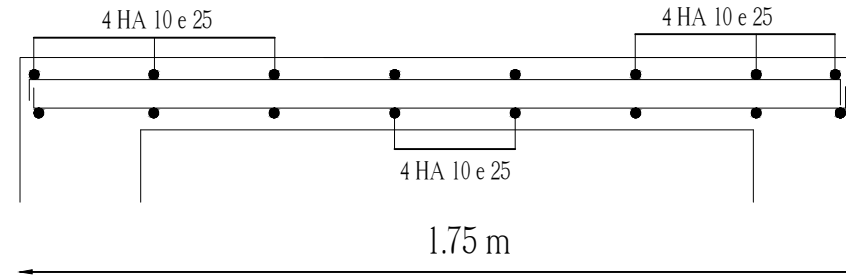


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

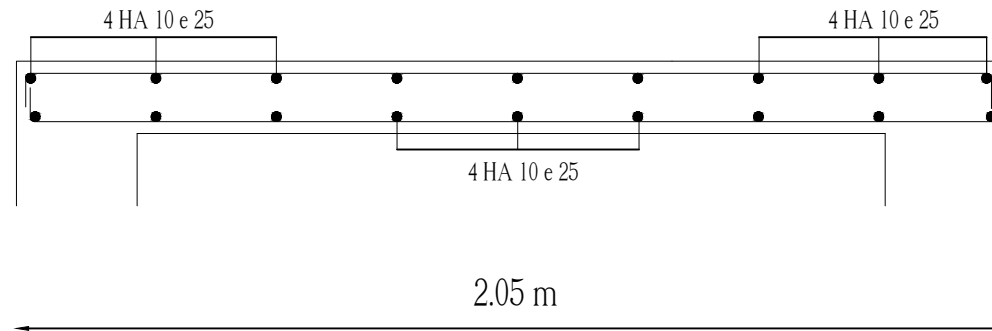
DIRIGE PAR :
 M. Smahi

REVISEUR PAU:
 Lydia Bersi

Ferrailages des
 Poutres Chainage



Sens Y-Y

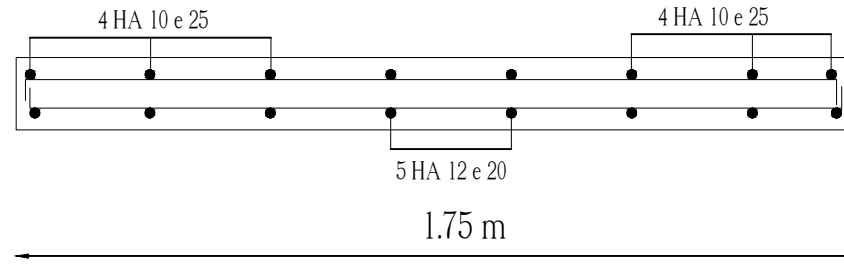


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

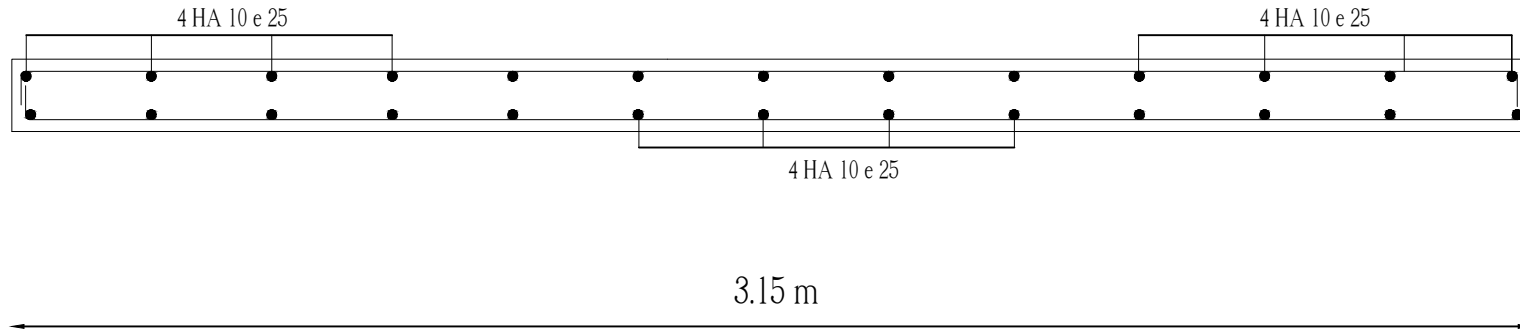
DIRIGE PAR :
 M. Smahi

ETUDIER PAR:
 Lydia Bersi

Ferraillages
 de salle machine



Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

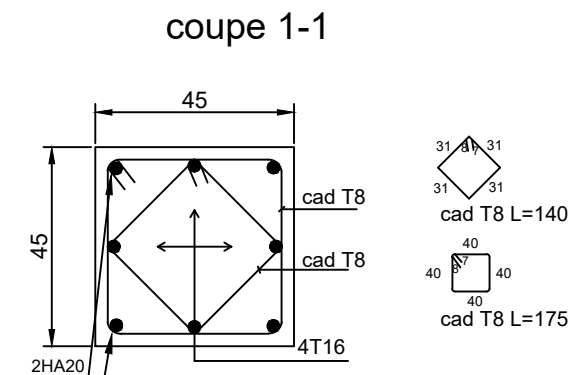
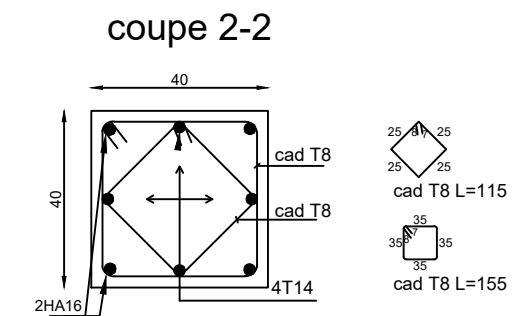
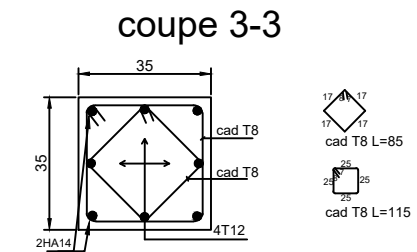
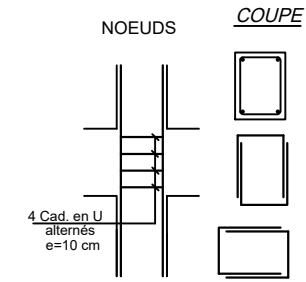
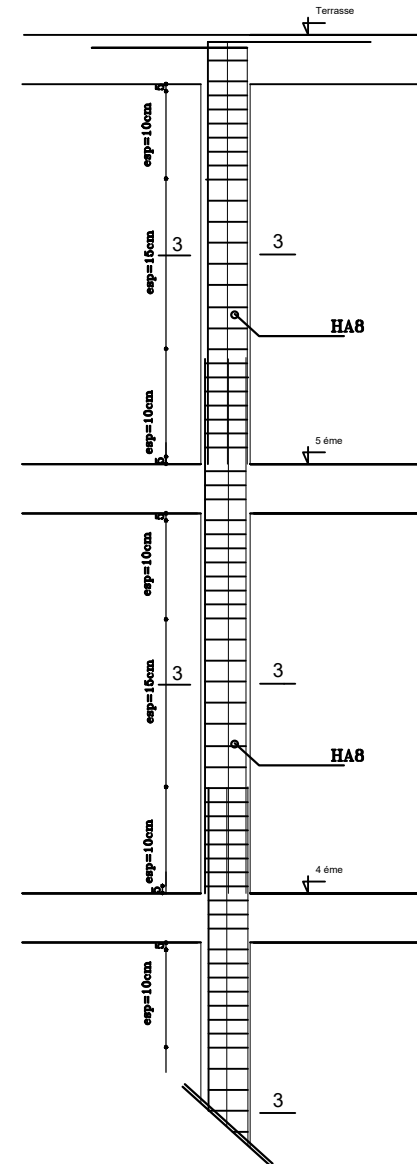
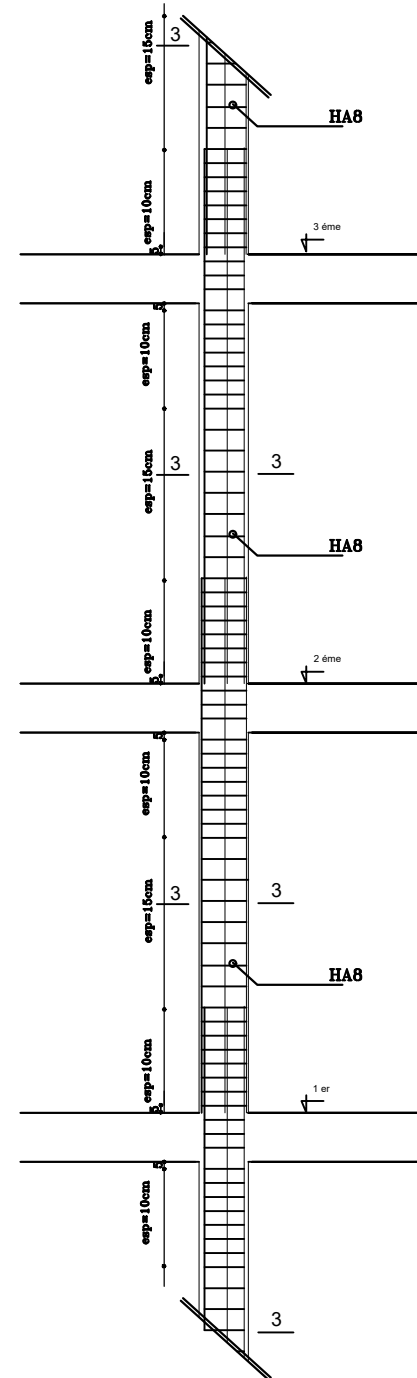
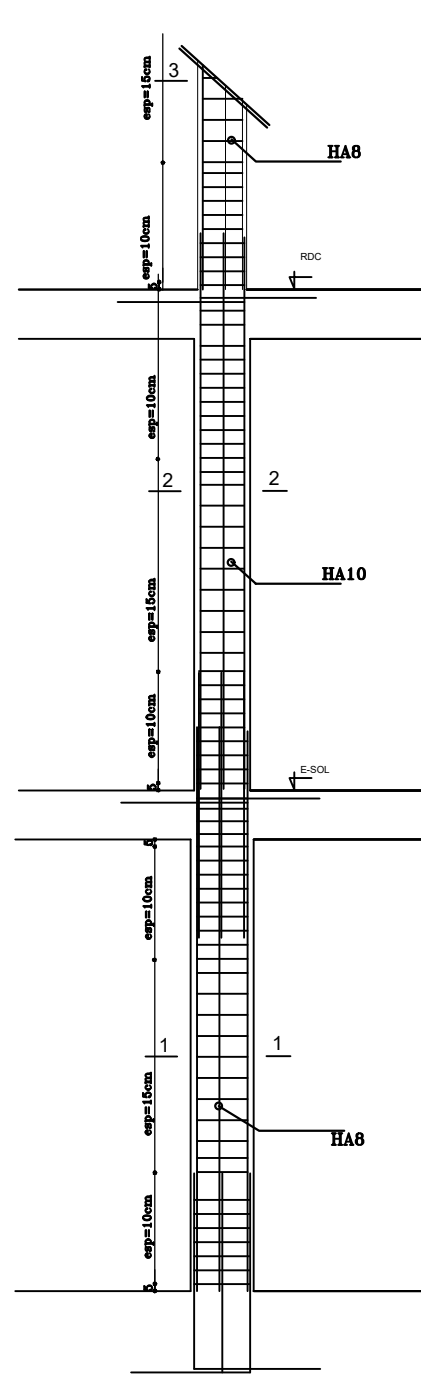
DIRIGE PAR :

M. Smahi

ETUDIER PAR:

Lydia Bersi

Ferraillages
 des dalle plainne



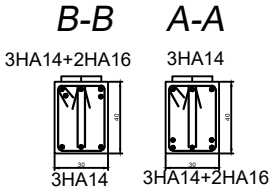
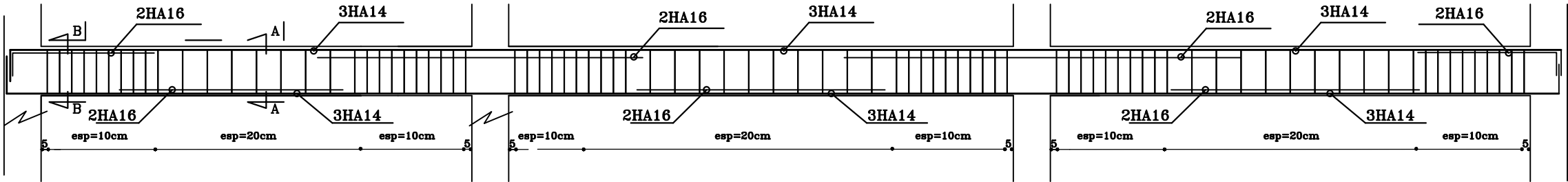
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M.Smahi

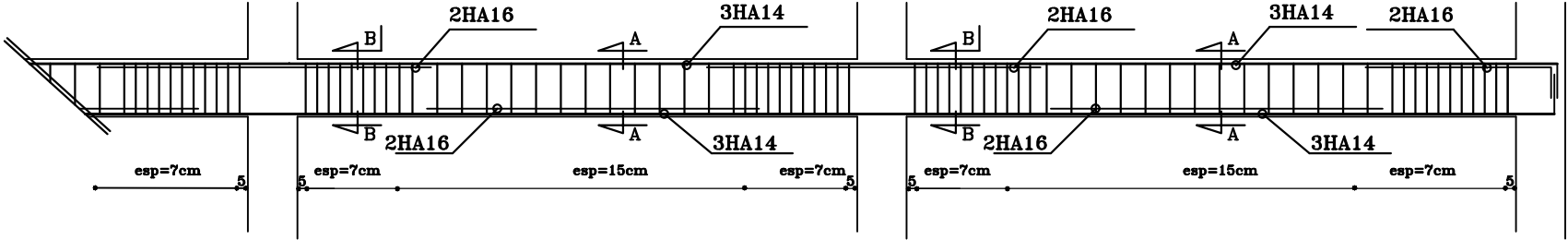
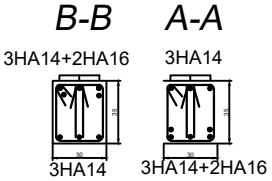
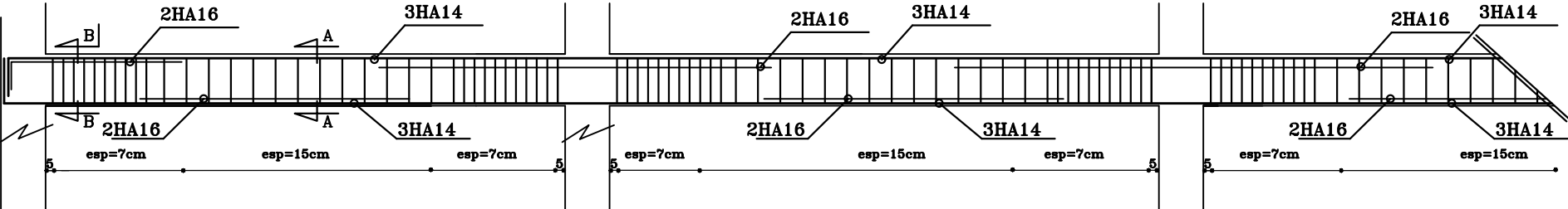
ETUDIER PAR:
 Lydia Bersi

Ferrailages
 des poteaux

Exemple de ferrailage des Poutre Principales



Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire



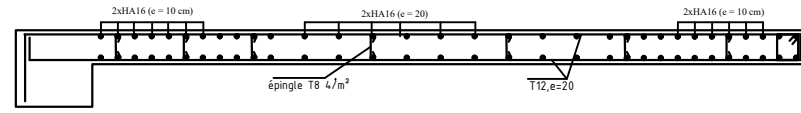
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M .Smahi

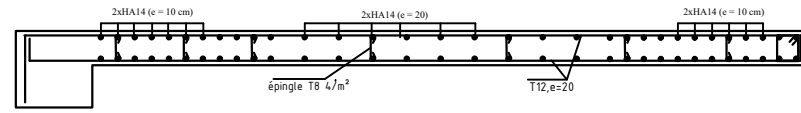
ETUDIER PAR :
 Lydia Bersi

Ferrailages
 des Poutres

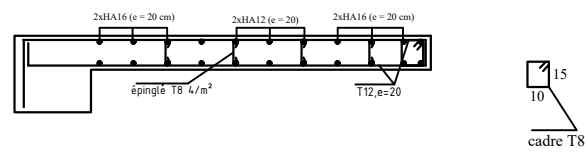
Ferrailage voile de 4.20 m Zone I



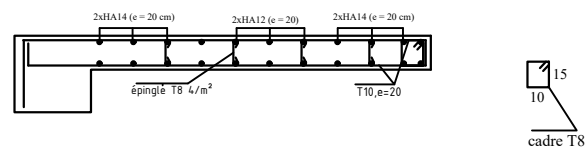
Ferrailage voile de 4.20 m Zone II



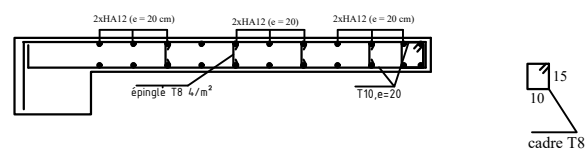
Ferrailage voile de 2.00 m Zone I



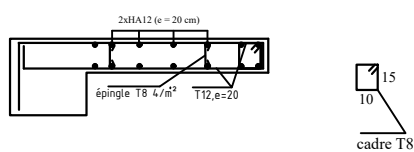
Ferrailage voile de 2.00 m Zone II



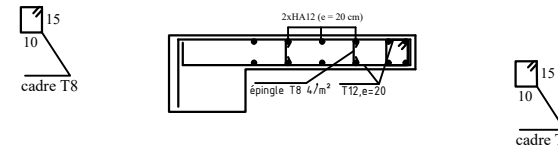
Ferrailage voile de 2.00 m Zone III



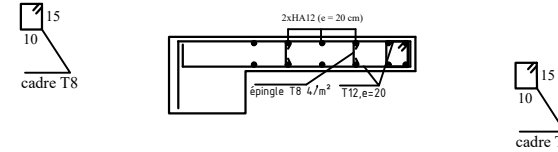
Ferrailage voile de 1.07 m



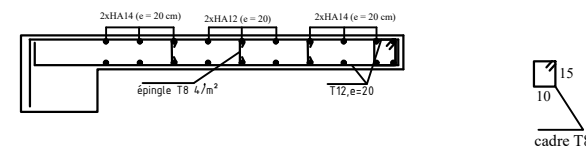
Ferrailage voile de 1.00 m Zone I



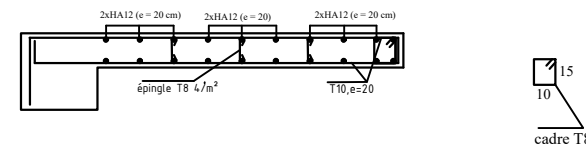
Ferrailage voile de 1.00 m Zone II



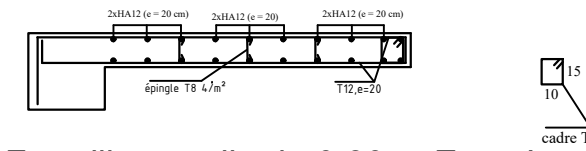
Ferrailage voile de 1.80 m Zone I



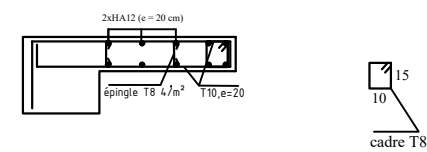
Ferrailage voile de 1.80 m Zone II



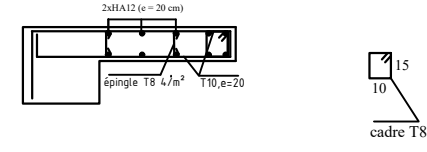
Ferrailage voile de 1.80 m Zone III



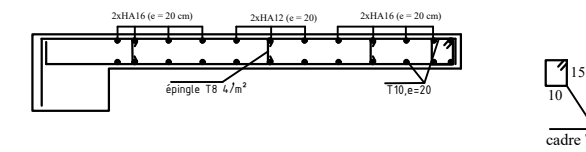
Ferrailage voile de 0.80 m Zone I



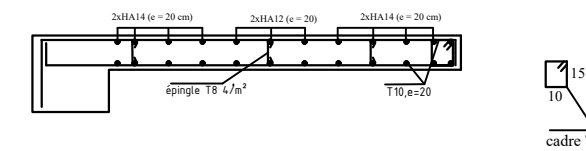
Ferrailage voile de 0.80 m Zone II



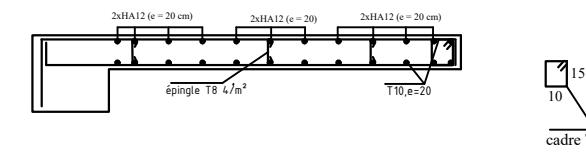
Ferrailage voile de 2.07 m Zone I



Ferrailage voile de 2.07 m Zone II



Ferrailage voile de 2.07 m Zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

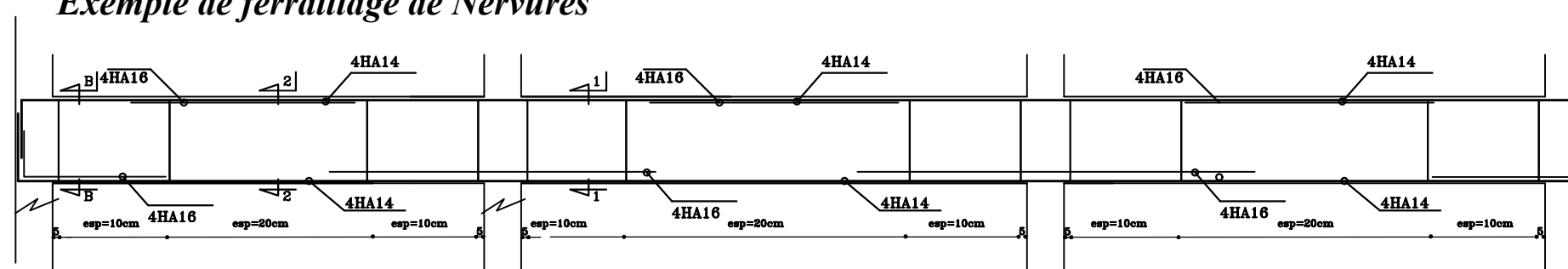
M.Smahi

ETUDIER PAR:

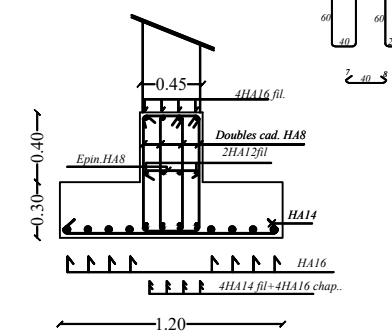
Lydia Bersi

Ferrailages
des voile

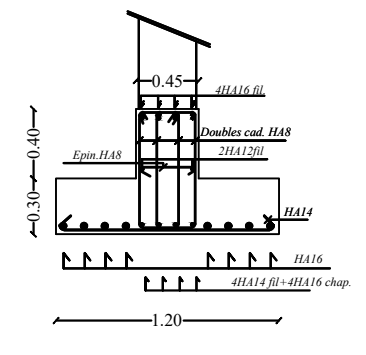
Exemple de ferrailage de Nervures



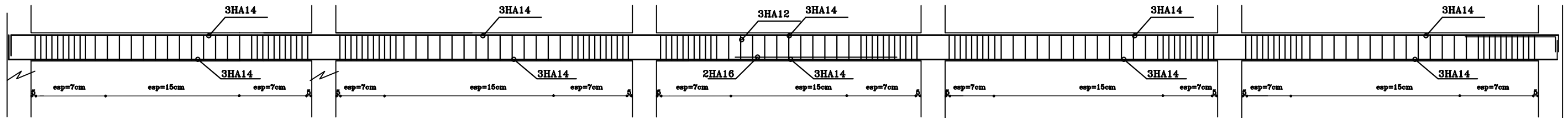
COUPE 1-1 (Ferr.)



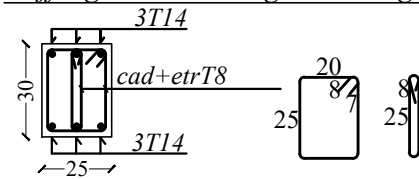
COUPE 2-2 (Ferr.)



Exemple de ferrailage des Longrines



Coffrage et Ferrailage des Longrines



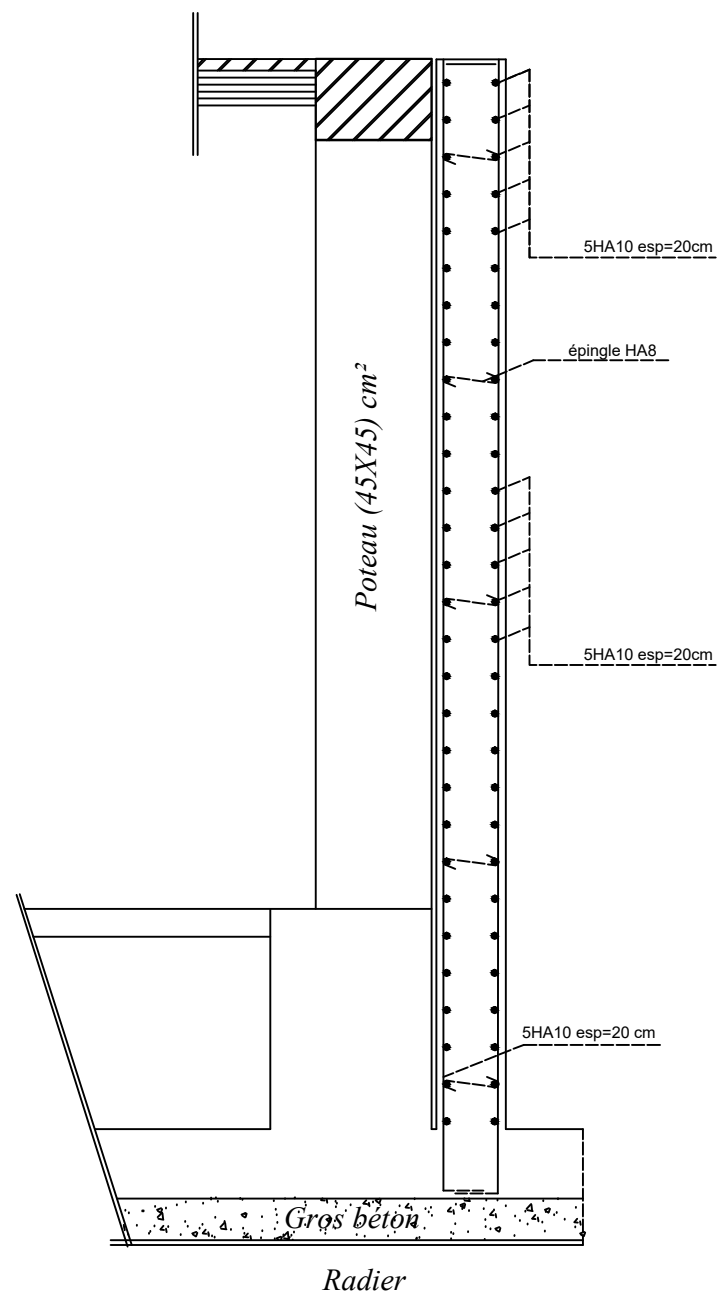
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M .Smahi

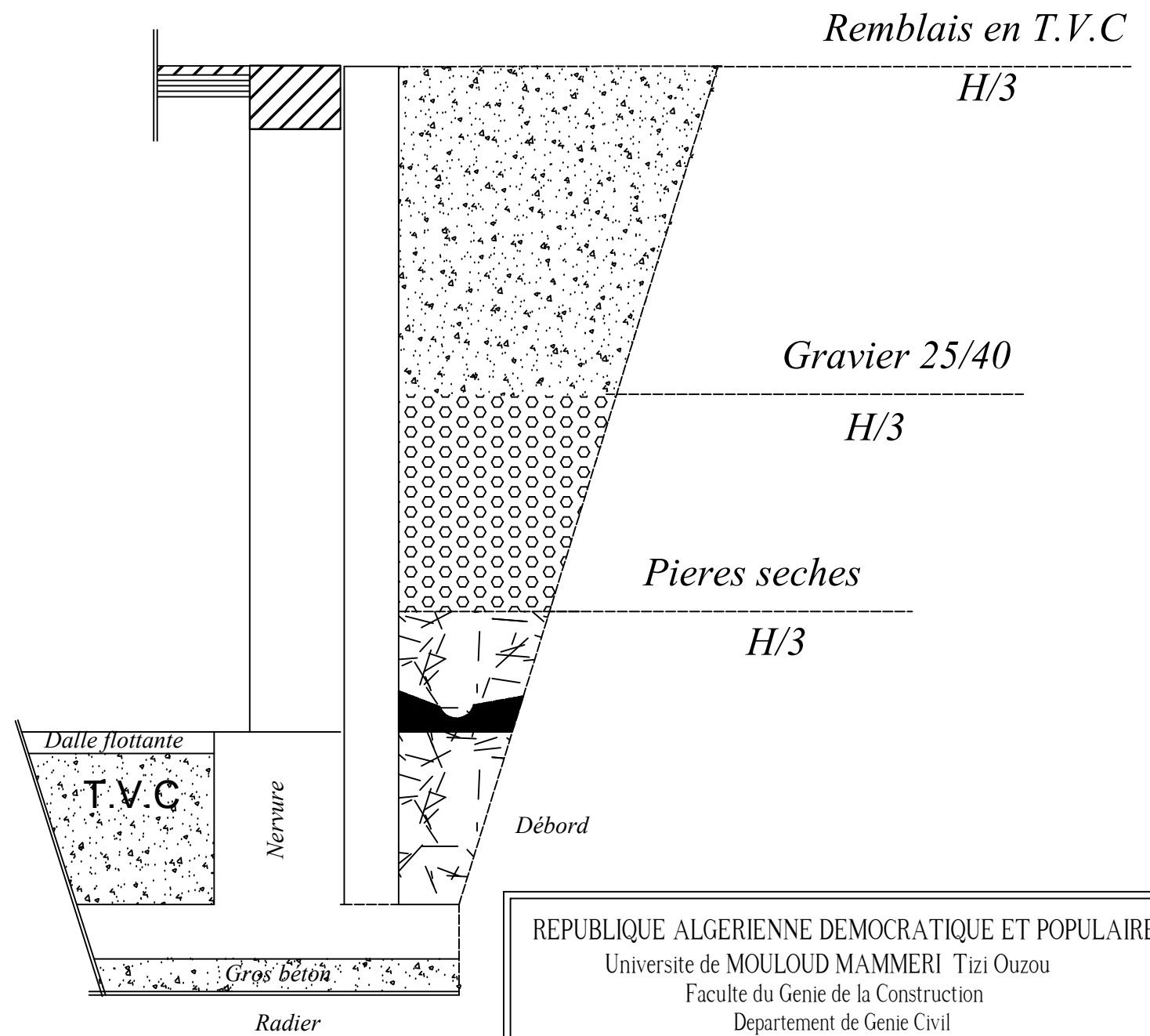
ETUDIER PAR:
 Lydia Bersi

Ferrailages
 de fondations

3.57



3.57



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

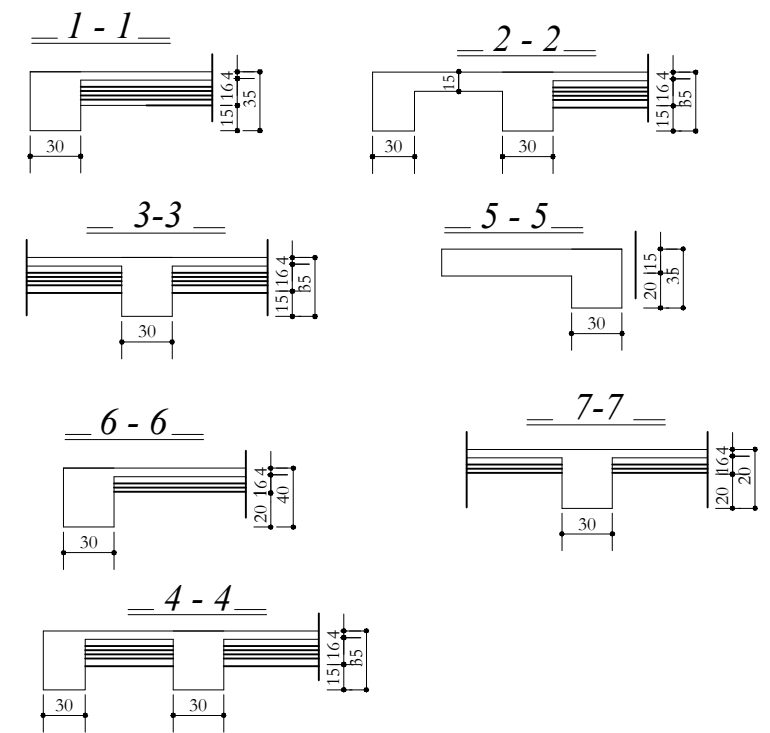
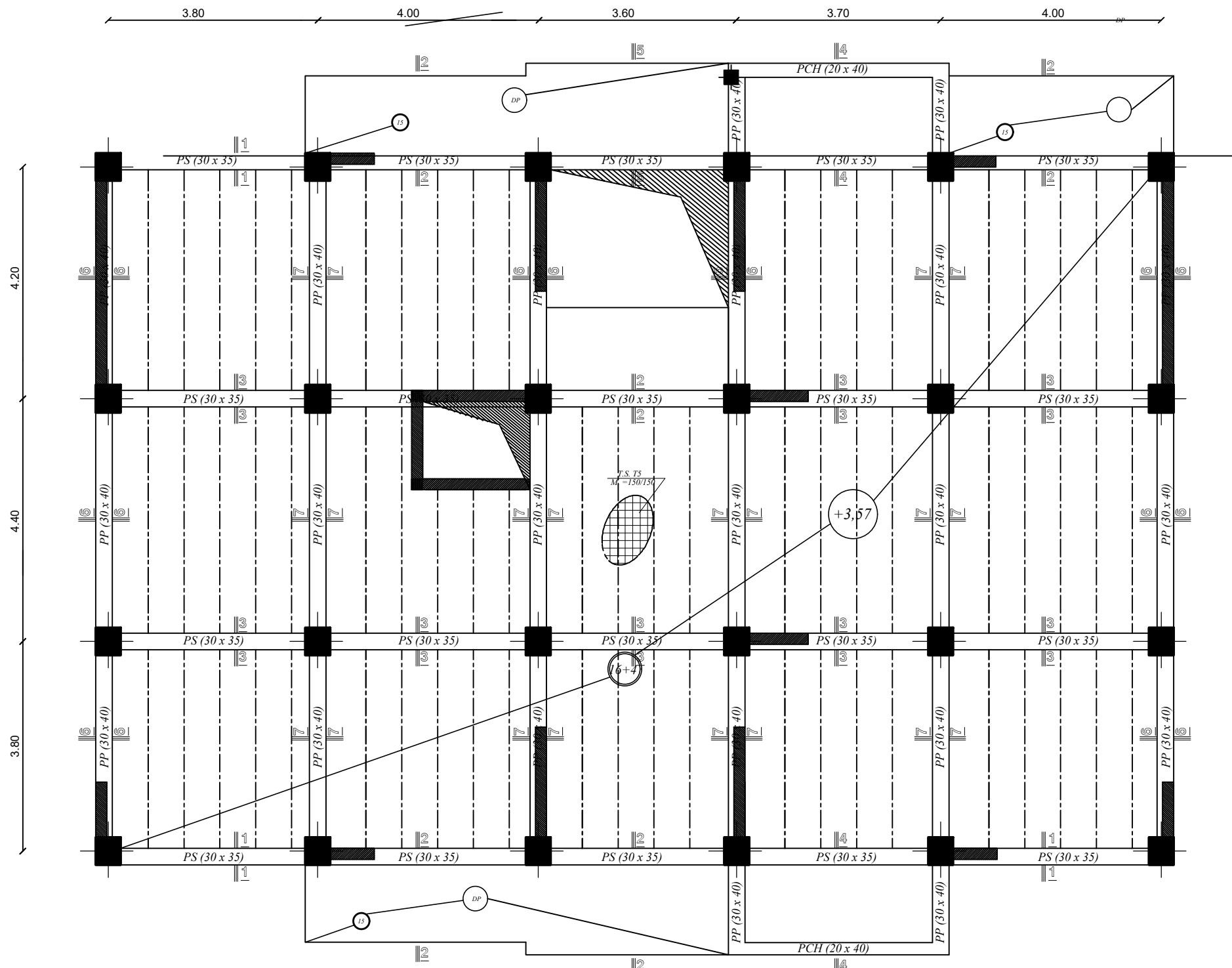
M.Smahi

ETUDIER PAR:

Lydia Bersi

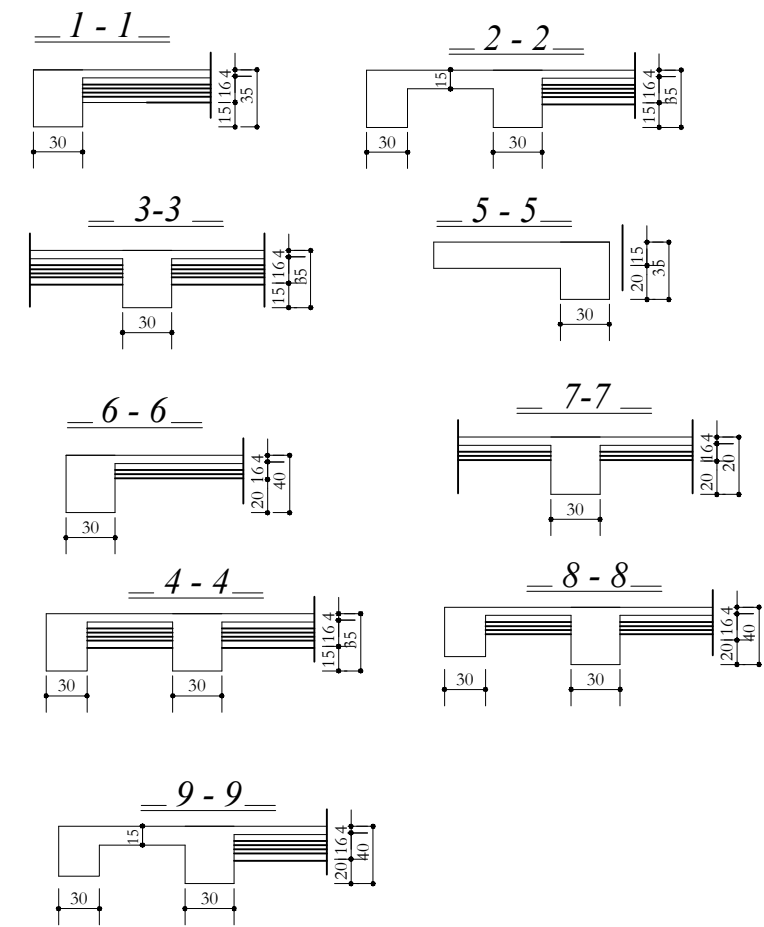
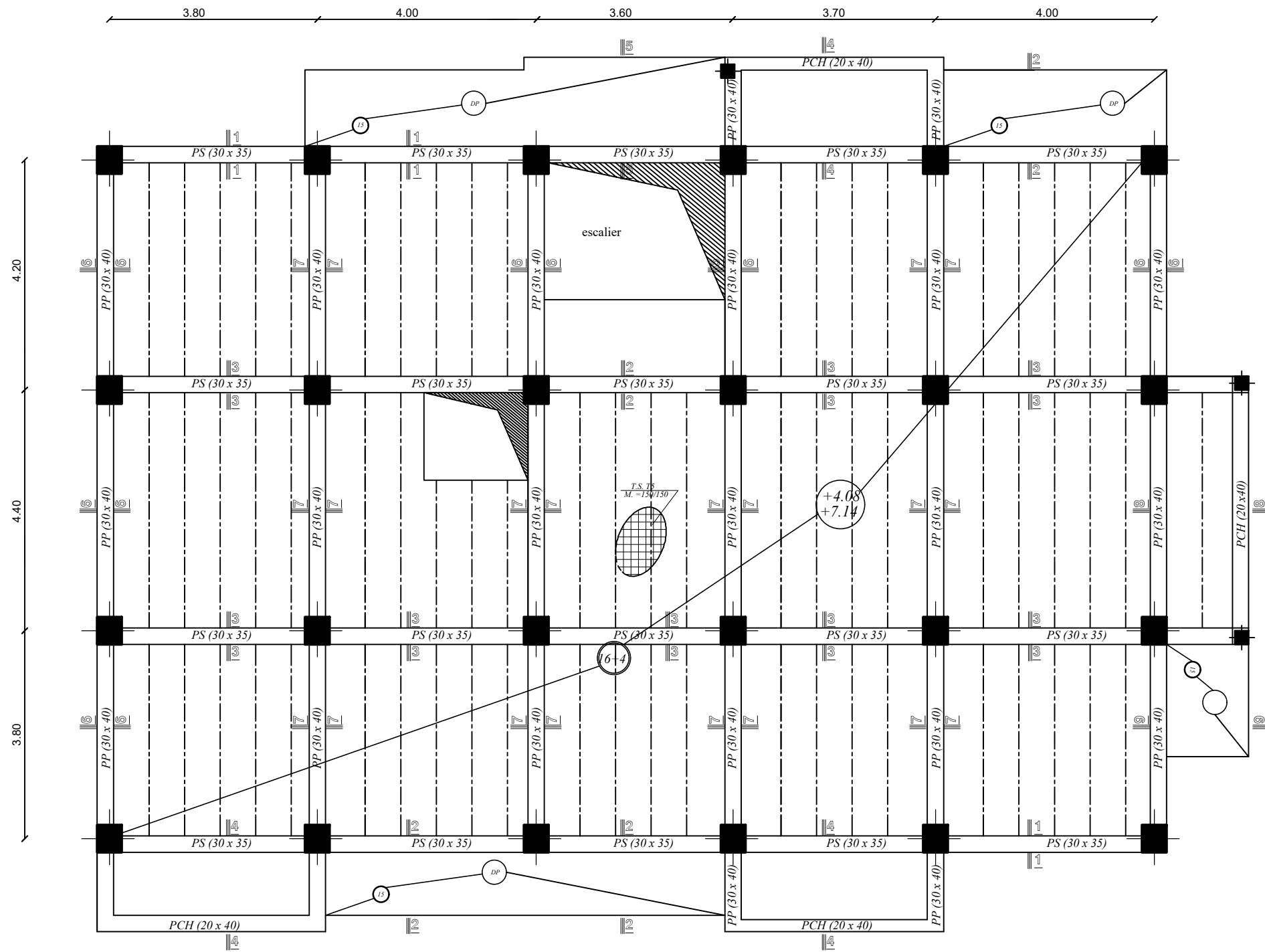
Ferrailages
du Mur plaque

RDC



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR : M. Smahi	<h2>Plon de coffrage RDC</h2>
ETUDIÉ PAR : Lydia Bersi	
(Empty space)	

Etage courants



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M. Smahi

ETUDIÉ PAR :
 Lydia Bersi

Plon de coffrage
 etage courants

