

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+10 + entre-sol) à usage d'habitation
et commercial à ossature mixte*



Dirigé par:
M^r : KAHIL.

Etudié par :
M^r : HETTAL HACENE.
M^r : GOUMEZIANE HAMOU.
M^r : CHAOUADI MERZOUK.

Année 2013/2014

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Mr Kahil Ammar pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour me venir en aide.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

DEDICACE

❖ *Je dédie ce lapidaire travail :*

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

- ❖ *A mes chers frères et sœurs*
- ❖ *Aux fils de mon frère (Ali et Aymane) et sa femme*
- ❖ *A mes oncles et tantes et leurs familles*
- ❖ *A ma grand-mère*
- ❖ *A mes cousins, cousines et leurs familles*
- ❖ *A toutes mes amis en particulier :*

Arrach n tezka (meziane ,rachid m,merzouk ,pipo ,karim ,hamza ,rachid k ,azwaw,dibidh,bzbouze)

- ❖ *A TOUTE LA PROMOTION M2 PROFESSIONNEL*
- ❖ *A mes binômes Hamou et Merzouk*

HACENE

Dédicaces

À mes très chers parents, pour qui je dois beaucoup

À mes chers sœurs : Katia et Kamilya

À La mémoire de mes grands parents.

À toute la famille

À mes oncles et tantes et leurs familles

À mes cousins, cousines et leurs familles

À mes amis

À mes binômes

À toute la promotion 2014

Je Dédie ce Simple et Modeste Travail

Cordialement Hamou

Dédicaces

À ma très chère maman, pour qui je dois beaucoup

À La mémoire de mon père

À mon grand père

À mes chères sœurs et mon frère Arezki

À La mémoire de mes grands parents.

À toute la famille

À mes oncles et tantes et leurs familles (Nordine et Ahcene....)

À mes cousins, cousines et leurs familles

À mes amis (Salem , Merzouk Badji, Rachid, Ahcene et Yacine)

À mes binômes Hamou et Hacene

À toute la promotion 2014

Je Dédie ce Simple et Modeste Travail

Cordialement MERZOUK

SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
CHAPITRE I : Description de l'ouvrage	
I.1. Description de l'ouvrage.....	2
I.2. Caractéristiques géométriques	2
I.3. Eléments de l'ouvrage.....	3
I.3.1. Ossature.....	3
I.3.2. Planchers	3
I.3.3. Maçonnerie.....	3
I.3.4. Revêtements	3
I.3.5. Escaliers	3
I.3.6. Cage d'ascenseur.....	4
I.3.7. Le coffrage	4
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.4.1. Le béton.....	4
I.4.1.1. caractéristiques mécaniques du béton	4
I.4.2. Acier.....	4
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.1. Planchers à corps creux	12
II.2. Plancher dalle pleine.....	12
II.2.1. Condition de résistance à la flexion.....	13
II.2.1.1. Épaisseur minimale requise h_0	13
II.2.1.2. Résistance au feu.....	13
II.2.1.3. Isolation acoustique.....	13
II.3. Poutres	14
II.3.1. Poutres principales : (les poutres porteuses).....	14
II.3.2. Poutre secondaire	14
II.4. Poteaux	15
II.4.1. Détermination des charges et surcharges.....	16
II.4.1.1. Charges permanentes	16
II.4.1.2. Maçonnerie.....	19
II.4.1.3. Surcharges d'exploitation.....	20
II.4.2. Calcul du poids	21
II.4.2.1. Calcul du poids propre des poutres	21
II.4.2.2. Calcul du poids propre des planchers.....	21

II.4.2.3. Calcul des surcharges d'exploitation	22
II.4.3. La loi de dégression des charges	22
II.4.3.1. Vérification de la section du poteau.....	24
II.4.3.3. Vérification au flambement.....	25
II.4.4. L'acrotère.....	26
II.4.5. Voiles.....	26
CHAPITRE III : Calcul des éléments	
III.1. Plancher	29
III.1.1. Calcul de la dalle de compression	29
III.1.2. Calcul des armatures.....	29
III.1.2.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles BAEL (Art B.6.8.423)	29
III.1.2.2. Armatures parallèles aux poutrelles.....	29
III.1.3. Calcul des poutrelles.....	30
III.1.3.1. Avant coulage de la dalle de compression.....	31
III.1.3.2. après le durcissement du béton	33
III.2. Escalier.....	59
III.2.1. Définition.....	59
III.2.2. Terminologie	59
III.2.2.1. Caractéristiques dimensionnelles.....	59
III.2.3. Dimensions des escaliers	60
III.2.3.1. La hauteur des marches.....	61
III.2.3.2. Nombre de contre marches	61
III.2.3.3. Nombre de marches	61
III.2.3.4. Emmarchement	61
III.2.3.5. Dimensionnement de la paillasse.....	62
III.2.4. Détermination des charges de calcul	62
III.2.4.1. Evaluation des charges.....	63
III.2.4.2. Combinaison des charges.....	63
III.2.4.3. Etat limite ultime	64
III.2.4.4. Calcul à l'état limite de service (ELS).....	71
III.2.5. Escaliers de l'étage courant	79
III.2.5.1. Dimensionnement	79
III.2.5.2. Nombre de contre marches	79
III.2.5.3. Nombre de marches	79

III.2.5.4. Emmarchement	80
III.2.5.5. Dimensionnement de la paillasse.....	80
III.2.5.6. Détermination des charges de calcul	81
III.2.6. Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants a ELU	82
III.2.6.1. Calcul des réactions d'appuis	82
III.2.6.2. Calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant	82
III.2.6.3. Calcul des armatures (ELU)	85
III.2.7. Calcul à l'état limite de service (ELS).....	88
III.2.7.1. Calcul des réactions d'appuis	88
III.2.7.2. Calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant	88
III.2.7.3. Vérification à l'ELS.....	92
III.3. Calcul de la poutre palière.....	96
III.3.1. pré-dimensionnement	96
III.3.1.1. Hauteur.....	96
III.3.1.2. Largeur.....	96
III.3.2. Détermination des charges et des surcharges	97
III.3.3. Combinaisons à considérer.....	97
III.3.4. Calcul à l'ELU.....	97
III.3.4.1. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	97
III.3.4.2. Ferrailage à l'ELU	98
III.3.4.3Vérifications à l'ELU.....	100
III.3.5. Calcul à l'ELS	103
III.3.5.1. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	103
III.3.5.2. Vérifications à l'ELS	104
III.4. Calcul des balcons.....	108
III.4.1 détermination des charges	108
III.4.2. Calcul à l'état limite ultime (ELU).....	108
III.4.2.1. Combinaison de charge.....	108
III.4.2.2. Calcul des efforts internes.....	108
III.4.2.3. Calcul à l'ELU	109
III.4.2.4. Vérifications à l'ELU.....	110
III.4.2.4.Calcul à l'ELS.....	112
III.5. Calcul des dalles pleines	116
III.5.1. Introduction	116

III.5.2. Calcul à l'ELU.....	117
III.5.2.1. Calcul des efforts	117
III.5.2.2. Combinaisons de charges.....	118
III.5.2.3. Calcul des efforts	119
III.5.2.5. Calcul des armatures.....	121
III.5.2.6. Vérifications à l'ELU.....	122
III.5.2.7. Calcul à l'ELS.....	123
III.6. L'ACROTERE.....	128
III.7. Calcul de la salle machine.....	137
III.7.1. Introduction	137
III.7.2. Calcul de la dalle pleine.....	137
III.7.2.1. Epaisseur de la dalle	137
III.7.2.2. Calcul des moments au centre du panneau	138
III.7.2.3. Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle	139
III.7.2.4. Superposition des moments	139
III.7.2.5. Ferrailage de la dalle.....	140
III.7.3. Vérification à L'ELU.....	141
III.7.3.1. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL99).....	141
III.7.3.2. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99).....	141
III.7.3.3. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)	141
III.7.3.4. Vérification des contraintes tangentielles	142
III.7.4. Vérification à l'ELS	142
III.7.4.1. Moments engendrés par le système de levage	142
III.7.4.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle.....	142
III.7.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton	144
III.7.5.1. Sens x-x	144
III.7.5.2 Sens y-y.....	144
III.7.6. Diamètre maximal des barres	145
III.7.7. Etat limite de fissuration.....	145
III.7.8. Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.....	145

CHAPITRE IV : Vérification RPA

LISTE DES TABLEAUX.....	21
-------------------------	----

Tableau I.1 : types

<i>d'aciers</i>	9	21
-----------------------	---	----

IV.1. Choix de la méthode de calcul	146
IV.1.1. Méthode statique équivalente.....	146
IV.1.1.1. Principe de la méthode	146
IV.1.1.2. Conditions d'application de la MSE	146
IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale	147
IV.1.2.1. Principe de la méthode dynamique modale.....	147
IV.1.2.2. Les hypothèses.....	147
IV.1.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	147
IV.2. Vérification des conditions de la MSE	147
IV.2.1. Condition sur la hauteur.....	147
IV.2.2. Régularité en plan.....	147
IV.2.3. Régularité structurelle en plan.....	148
IV.2.4. Régularité en élévation.....	149
IV.3. Vérification de participation massique.....	150
IV.3.1. Spectre de réponse de calcul	151
IV.4. Résultante des forces sismiques de calcul.....	154
IV.5. Justification de la sécurité	157
IV.6. Calcul des déplacements relatifs : (Art4.4.3. RPA 99/version 2003).....	157
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Art5.9.RAP99/version 2003)	159
VI.7.1. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : Art 7.4.3.1 (la formule : 7.2) de RPA.....	160
VI.7.2. Justification de l'interaction portiques-voiles.....	161

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments

LISTE DES TABLEAUX.....	21
<i>Tableau I.1 : types</i>	
<i>d'aciers</i>	9..... 21
V.1. Ferrailage des poteaux.....	162
V.1.1. Introduction	162
V.1.2. Conventions	162
V.1.3. Combinaison de calcul.....	162
V.1.4. Recommandation du RPA 99/version 2003	162
V.1.4.1. Armatures longitudinales.....	163
V.1.4.2. Armatures transversales	164
V.1.5 Calcul du ferrailage à L'ELU	165
V.1.5.1 Les armatures longitudinales	165

V.1.5.2. Calcul du ferrailage des poteaux.....	167
V.1.6. Vérification à l'ELU.....	171
V.1.6.1 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)	171
V.1.6.2 Calcul des armatures transversales	173
V.2.6.3. Condition de non fragilité	177
V.1.7. Vérification à l'ELS.....	179
V.1.7.1. Etat limite de compression du béton.....	179
V.2. Ferrailage des poutres.....	182
V.2.1. Introduction	182
V.2.2. Les combinaisons de calcul	182
V.2.3. Recommandation pour le ferrailage des poutres	182
V.2.3.1 Recommandation du CBA93 : (Condition De Non Fragilité)	182
V.2.3.2. Recommandation du RPA 99 version 2003.....	183
V.2.4. Ferrailages des poutres principales.....	184
V.2.5. Ferrailages des poutres secondaires.....	188
V.2.6. Calcul de l'espacement en tenant compte de l'effort tranchant.....	190
V.2.6.1. Pour les poutres principales	190
V.2.6.2. Pour les poutres secondaires	191
V.2.7. Vérifications à l'ELU	192
V.2.7.1 Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL91).....	192
V.2.7.2 Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5, 1.1 /BAEL 91).....	192
V.2.7.3. Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art A.6.1,3/BAEL91)	192
V.2.7.4. Longueur de scellement droit :(Art A.6.1,22/BAEL91).....	193
V.2.7.5. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)	194
V.2.7.6. Influence de l'effort tranchant sur l'acier	194
V.2.7.7. Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)	195
V.2.7.8. Calcul des armatures transversales	196
V.2.7.8. Délimitation de la zone nodale	198
V.2.7.9. Pourcentage minimum des armatures transversales	198
V.2.8. Vérification à l'ELS.....	199
LISTE DES TABLEAUX.....	21
<i>Tableau I.1 : types</i>	
<i>d'aciers</i>	9..... 21
V.3. Ferrailage des voiles.....	208

V.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	209
V.3.2 Rôle de contreventement	209
V.3.3 Combinaison.....	209
V.3.4 Exposé de la méthode.....	209
V.3.4.1. Armatures verticales	211
V.3.4.2. Armatures minimales.....	211
V.3.4.3. Armatures horizontales	212
V.3.4.4. Armatures transversales.....	212
V.3.4.5. Armatures de coutures	213
V.3.4.6. Armatures pour les potelets	213
V.3.5. Vérification à L'ELS	214
V.3.6. Exemple de ferrailage de voile (VL1).....	215
V.3.6.1. Caractéristiques géométriques	215
V.3.6.2. Calcul de la longueur (d).....	216
V.3.6.3. Détermination des armatures verticales	216
V.3.6.4. Armatures minimales.....	216
V.3.6.5. Armature de coutures.....	217
V.3.6.6. Les armatures calculées	217
V.3.6.7. Espacement	217
V.3.6.8. Le ferrailage adopté	217
V.3.6.9. Armatures horizontales.....	217
V.3.6.10. Armature transversales.....	218
V.3.6.11. Vérification de la contrainte de cisaillement	218
V.3.6.12. Vérification à L'ELS.....	219

CHAPITRE VI : Infrastructure

VI.1. Introduction	235
VI.2. Etude du sol de fondation.....	236
VI.3. Choix du type de fondation	236
<i>VI.3.1. Semelle isolé</i>	236
VI.3.1.1. Pré dimensionnement des semelles isolé.....	236
<i>VI.3.2. Semelles filantes</i>	237
VI.3.2.1. Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles	237
VI.3.2.2. Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux.....	238
<i>VI.3.3. radier général</i>	246

VI.3.3.1. Pré dimensionnement du radier	246
VI.4. Vérification.....	250
VI.4.1. Vérification à la contrainte de cisaillement.....	250
VI.4.2. Vérification à l'effort sous pression	250
VI.4.3. Vérification au poinçonnement.....	251
VI.4.4. Vérification de la stabilité du radier.....	252
VI.4.4.1. Calcul du centre de gravite du radier.....	253
VI.4.4.2. Moment d'inertie du radier.....	253
VI.4.5. Ferrailage du radier.....	255
VI.4.5.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés.....	255
VI.4.5.1.1. Identification du panneau le plus sollicité	256
VI.4.5.1.2. Ferrailage dans le sens x-x :	257
VI.4.5.1.3. Ferrailage dans le sens y-y	258
VI.4.5.1.4. Vérification à l'E.L.U.....	259
VI.4.5.1.5. Calcul et vérification à l'E.L.S	260
VI.4.5.2. Ferrailage du débord.....	261
VI.4.5.2.1. Sollicitation de calcul	261
VI.4.5.2.2. calcul des armatures.....	262
VI.4.5.2.3. Vérification à l'ELU	262
VI.4.5.2.4. Calcul de l'espacement.....	262
VI.4.5.2.5. Armatures de répartition.....	262
VI.4.5.2.6. Vérification à l'ELS.....	263
VI.4.5.3. Etude des nervures.....	263
VI.4.5.3.1. Les moments de flexion et les efforts tranchant.....	265
VI.4.5.3.2. calcul des armatures.....	278
VI.4.5.3.3. Vérification à l'ELU, sens (x, x)	279
VI.4.5.3.4. Vérification à l'ELS, sens (x, x) :	280
VI.4.5.3.5. Vérification à l'ELU, sens (y, y)	281
VI.4.5.3.6. Vérification à l'ELS, sens (y, y) :	282

CHAPITRE VII : Etude du mur plaque

VII.1. Introduction	284
VII.2. Pré dimensionnement du mur plaque.....	284
VII.3. Méthode de calcul	284
VII.3.1. Détermination des sollicitations.....	284

VII.3.1.1. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	284
VII.3.1.2. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur	285
VII.3.1.3. Calcul des sollicitations.....	285
Diagramme des contraintes	285
VII.3.1.4. Calcul les charges moyennes.....	286
VII.4. Ferrailage de mur plaque.....	286
VII.4.1. Méthode de calcul	286
VII.4.2. Détermination des moments.....	286
VII.4.3. Identification des panneaux	286
VII.4.4. Calcul des moments	287
VII.4.5. Calcul des armatures	289
VII.4.6. Recommandations du RPA99	289
VII.5. Vérification à l'ELS	290
VII.6. Vrification de la flèche.....	290
Conclusion générale.....	291
 LISTE DES TABLEAUX.....	 21
 <i>Tableau I.1 : types</i>	
<i>d'aciers</i>	<i>9</i> 21

LISTE DES FIGURES

<i>Figure I.1</i> Vue en élévation.....	2
<i>Figure I.2</i> vue en plan	2
<i>Figure I.3</i> : “ Diagramme contrainte déformation ”.....	6
<i>Fig. I-4</i> : Diagramme contrainte-déformation du béton à l’ELS.....	7
<i>Fig1.5</i> : Diagramme contraintes déformations de l’acier.....	11
<i>Figure II.1</i> : Coupe verticale du plancher.....	11
<i>Figure II.2</i> : Section transversale des poutres principales	15
<i>Figure II.3</i> : Section transversale des poutres secondaires	15
<i>Figure II.4</i> : Coupes des poutres principales et secondaires.....	15
<i>Figure II.5</i> : Coupe verticale dont le plancher terrasse inaccessible	16
<i>Figure II.6</i> : Coupe du plancher de la cage d’escalier	16
<i>Figure II.7</i> : Coupe verticale de la dalle pleine (étage courant).....	17
<i>Figure II.8</i> : Coupe verticale de la dalle pleine (étage courant).....	18
<i>Figure II.9</i> : Coupe du balcon.....	18
<i>Figure II.10</i> : Coupe verticale dans un mur extérieur.....	19
<i>Figure II.11</i> : Coupe verticale dans un mur intérieur.....	20

<i>Figure II.12 : Le poteau le plus sollicité</i>	<i>21</i>
<i>Figure III.13 : coupe verticale de l'acrotère.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure II.14 : Différentes coupes des voiles.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure III.1.1 : Treillis soudé de (15x15) cm.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure III.1.2 : construction de la section en T.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure III.1.3 : surface revenant aux poutrelles.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure III.1.4 : Méthode des trois moments.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure III.1.5 : Schéma statique de la poutrelle.....</i>	<i>35</i>
<i>Figure III.1.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).....</i>	<i>38</i>
<i>Figure III.1.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction).....</i>	<i>39</i>
<i>Figure III.1.8 : Section de calcul de la poutrelle aux appuis.....</i>	<i>41</i>
<i>Figure III.1.9 : Plan de ferrailage de poutrelle.....</i>	<i>43</i>
<i>Figure III.1.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure.1.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure III.1.12: Section de calcul de la poutrelle aux appuis.....</i>	<i>52</i>
<i>Figure III.1.13 : Plan de ferrailage de poutrelle.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure III.1.14 :Plan de ferrailage des poutrelles.....</i>	<i>57</i>
<i>Figure III.2.1 : Schéma statique de l'escalier.....</i>	<i>60</i>

<i>Figure III.2.2 : Schéma statique.....</i>	<i>60</i>
<i>Figure III.2.3 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.....</i>	<i>62</i>
<i>Figure III.2.4: Schéma statique à l'ELU.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure III.2.5 : Diagrammes des moments et des efforts internes.....</i>	<i>67</i>
<i>Figure III.2.6: Schéma statique à l'ELS.....</i>	<i>71</i>
<i>Figure III.2.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts trancha.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure III.2.8 : Schéma statique.....</i>	<i>79</i>
<i>Figure III.2.9 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure III.2.10 : Schéma statique à l'ELU.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure III.2.11 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure III.2.12 : Schéma statique à l'ELS.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure III.2.13 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure III.3.1 : Schéma de la poutre palière.....</i>	<i>96</i>
<i>Figure. III.3.2 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).....</i>	<i>98</i>
<i>Figure III.3.3: Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).....</i>	<i>104</i>
<i>Figure III.3.4 : Schéma de Ferrailage de poutre palière.....</i>	<i>107</i>
<i>Figure III.4.1:Schéma statique de calcul a l'ELU</i>	<i>108</i>
<i>Figure III.4.2 : diagramme des efforts interne</i>	<i>109</i>

<i>Figure III.4.3 : Schéma statique de calcul a l'ELS.....</i>	<i>112</i>
<i>Figure III.4.4.Diagramme des efforts internes à l'ELS.....</i>	<i>113</i>
<i>Figure. III.4.5 Ferrailage du balcon.....</i>	<i>115</i>
<i>Figure III.5.1 : Schéma du réduction des moments.....</i>	<i>116</i>
<i>Figure III.5.2 : dimension de panneau 1.....</i>	<i>117</i>
<i>Figure III.5.3 : dimension de panneau 2.....</i>	<i>119</i>
<i>Figure III.5.4 : ferrailage du plancher en dalle pleine.....</i>	<i>127</i>
<i>Figure III.6.1 : coupe verticale de l'acrotère.....</i>	<i>128</i>
<i>Figure III.6.2: Diagrammes des efforts internes.....</i>	<i>129</i>
<i>figure III.6.3 Diagrammes des efforts internes.....</i>	<i>130</i>
<i>Figure III.6.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....</i>	<i>130</i>
<i>Figure III.6.5: Ferrailage de l'acrotère.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure III.7.1: Schéma de l'ascenseur.....</i>	<i>137</i>
<i>Figure III.7.2 : Schéma statique de la salle machine.....</i>	<i>138</i>
<i>Figure III.7.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.....</i>	<i>145</i>
<i>Figure IV.1 : limite des décrochements en plan.....</i>	<i>148</i>
<i>FigureIV.2:Limite des décrochements en élévation.....</i>	<i>149</i>
<i>FigureIV.3: Spectre de réponses selon X-X.....</i>	<i>153</i>

<i>Figure IV.4: Spectre de réponses selon Y-Y.....</i>	<i>154</i>
<i>Figure V.1.1 : schéma ferrailage pot 45x45 zone I.....</i>	<i>169</i>
<i>Figure V.1.2 : schéma ferrailage pot 40x40 zone II.....</i>	<i>170</i>
<i>Figure V.1.3 : schéma ferrailage pot 35x35 zone III.....</i>	<i>170</i>
<i>Figure V.1.4 : schéma ferrailage pot 30x30 zone IV.....</i>	<i>171</i>
<i>Figure V.1.5 : ferrailage du poutre doublement armée</i>	<i>185</i>
<i>Figure V.2.1 : Sollicitation des voiles.....</i>	<i>208</i>
<i>Figure V.2.2 Disposition des armatures dans les voiles.....</i>	<i>214</i>
<i>Figure VI.1 : la coupe sur les semelles isolé.....</i>	<i>236</i>
<i>Figure VI.3 : périmètre utile des voiles et des poteaux.....</i>	<i>251</i>
<i>Figure VI.4 : diagramme des contraintes.....</i>	<i>253</i>
<i>Figure VI.5 : schéma statique du débord.....</i>	<i>261</i>
<i>Figure VI.6 : schéma statique de la nervure.....</i>	<i>265</i>
<i>Figure VI.7 : Diagramme des moments à l'ELU (après correction).....</i>	<i>268</i>
<i>Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction).....</i>	<i>269</i>
<i>Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.</i>	<i>271</i>
<i>Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....</i>	<i>272</i>
<i>Figure VI.11 : Schéma statique de la nervure.....</i>	<i>273</i>

<i>Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....</i>	<i>275</i>
<i>Figure VI.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....</i>	<i>276</i>
<i>Figure VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....</i>	<i>277</i>
<i>Figure VI.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....</i>	<i>278</i>
<i>Figure VI.16 : dispositions des armatures de peau.....</i>	<i>283</i>
<i>Figure VII.1. Caractéristique du mur plaque.....</i>	<i>284</i>
<i>Figure VII.2 : Diagramme des contraintes en KN/m².....</i>	<i>285</i>
<i>Figure VII.3 : Schéma statique du panneau.....</i>	<i>287</i>
<i>Figure VII.4 : Bande d'1m de largeur du voile.....</i>	<i>289</i>

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I.1 : types d'aciers</i>	9
<i>Tableau. II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible)</i>	16
<i>Tableau. II.2 : Charges permanentes du plancher (toit de la cage d'escalier)</i>	17
<i>Tableau. II.3 : Charges permanentes du plancher en dalle plein</i>	18
<i>Tableau. II.4 : Charges permanentes du plancher d'étage courant</i>	18
<i>Tableau. II.5 : Charges permanentes du balcon</i>	19
<i>Tableau. II.6 : Charges permanentes du murs extérieurs</i>	20
<i>Tableau. II.7 : Charges permanentes du murs intérieurs</i>	20
<i>Tableau .II.8 : Surcharges d'exploitation</i>	21
<i>Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charge</i>	24
<i>Tableau III.1.1 : Calcul des efforts tranchants L'ELU</i>	38
<i>Tableau III.1.2 : Calcul des efforts tranchants a l'ELS</i>	46
<i>Tableau IV.1:Centre de torsion et centre de masse de la structure</i>	149
<i>Tableau IV.2:périodes et participations massiques</i>	150
<i>Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal</i>	152
<i>Tableau IV.4: Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal</i>	153
<i>Tableau IV.5: Vérification les déplacements relatifs sens longitudinal</i>	158
<i>Tableau IV.6: Vérification les déplacements relatifs sens transversal</i>	158
<i>Tableau VI.7 : justification vis-à-vis de l'effet P-ΔM</i>	160
<i>Tab V.1.1 : Ferrailage des poteaux</i>	169
<i>Tab V.1.2 : Tableaux récapitulatifs</i>	177

<i>Tableau V.1.3 : condition de non fragilité pour pot</i>	178
<i>Tableau V.1.4 : condition de non fragilité pour pot 40x40</i>	178
<i>Tableau V.1.5 : condition de non fragilité pour pot 35x35</i>	178
<i>Tableau V.1.6 : condition de non fragilité pour pot 30x30</i>	179
<i>Tableau V.1.7 : récapitulatif des contraintes</i>	180
<i>Tab V.1.8 : Résumé ferrailage des poteaux</i>	181
<i>Tableau V.9 : ferrailage de la poutre principale en travée</i>	186
<i>Tableau V.10 : ferrailage de la poutre principale aux appuis</i>	187
<i>Tableau V.11 : ferrailage de la poutre secondaire en travée</i>	188
<i>Tableau V.12 : Ferrailage de la poutre secondaire aux appuis</i>	189
<i>Tableau V.13 : Vérification du Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS</i>	200
<i>Tableau V.14 : Vérification du Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS</i>	201
<i>Tableau V.15 : Vérification du Ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS</i>	202
<i>Tableau V.16 : Vérification du Ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS</i>	203
<i>Tableau V.17 : Vérification de la flèche en travées des poutres principales</i>	206
<i>Tableau V.18 : Vérification de la flèche en travées des poutres secondaire</i>	207
<i>Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)</i>	237
<i>Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)</i>	238
<i>Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS</i>	263
<i>Tableau VI.4 : Calcul des efforts tranchants</i>	268
<i>Tableau VI.5 : Calcul des efforts tranchants</i>	272

<i>Tableau VI.6 :calcul des efforts tranchants.....</i>	<i>275</i>
<i>Tableau VI.7 : Ferrailage à l'ELU.....</i>	<i>279</i>
<i>Tableau VII.1 : Ferrailage adopté à l'ELU.....</i>	<i>289</i>
<i>Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....</i>	<i>290</i>

Introduction générale

Dans le cadre de ce travail, faisant l'objet d'un mémoire de master professionnel, nous nous intéressons à l'étude d'un immeuble à usage d'habitation .

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements parasismiques **Algériens** (version 2003) et les règlements du béton aux états limites **BAEL91 modifié 99**.



Chapitre I: Description de l'ouvrage

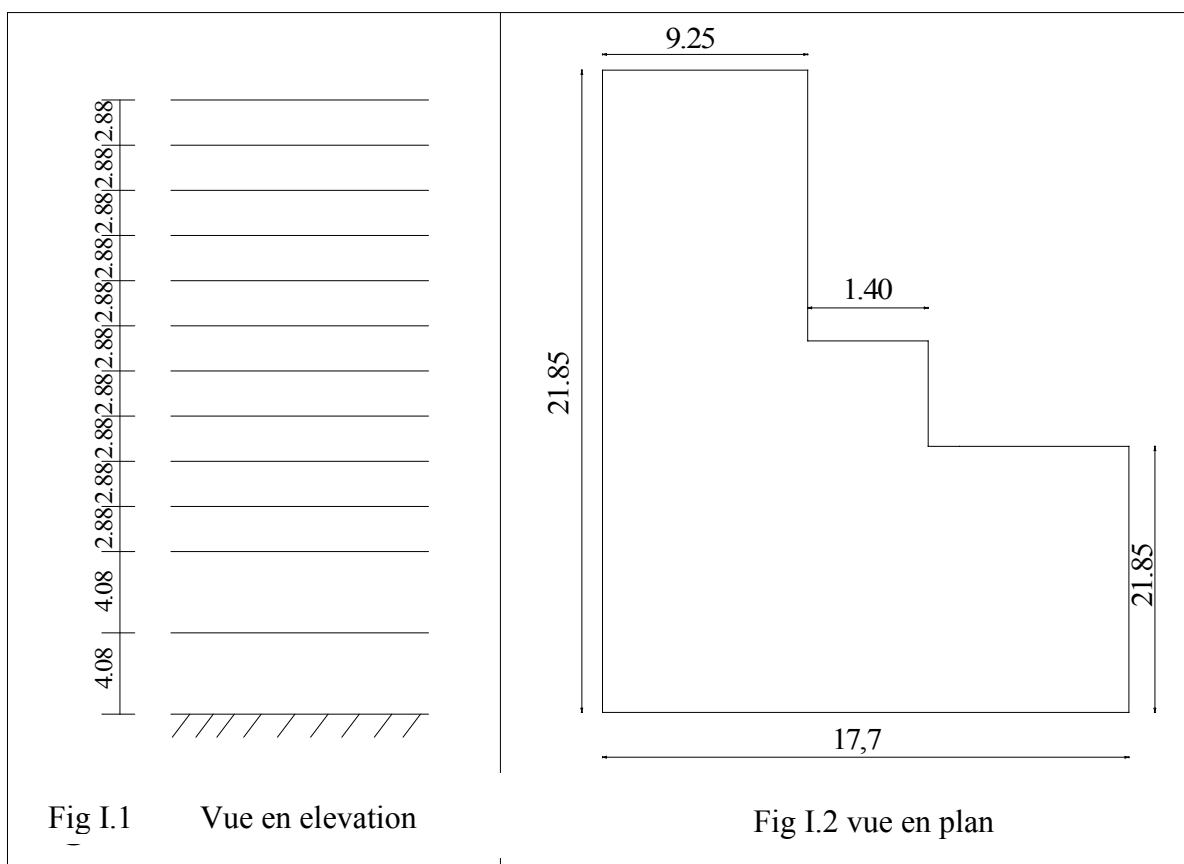
I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste a l'étude d'une tour R+10 avec entre sol à usage d'habitation et commercial. L'ouvrage est de groupe d'usage 2. Il est implanté à Draria (Alger), classé selon le règlement parasismique Algérien comme une zone de sismicité élevée (zone III).

Le bâtiment est constitué de 10 niveaux, et RDC, et un sous sol.

- 01 sous sol.
- 01 RDC.
- 10 Étages courants.
- 01 Cages d'escaliers.
- 01 Cage d'ascenseur.
- Terrasse inaccessible

I.2. Caractéristiques géométriques



I.3. Eléments de l'ouvrage

I.3.1. Ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est composé de

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Voiles disposés dans les deux sens (longitudinal ; transversal), constituant un système de contreventement assurant la stabilité du bâtiment vis-à-vis des charges horizontales (séismes).

I.3.2. Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions:

- **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- **L'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages. les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et dalle pleine ; avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur place à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle pleine.

N.B : Le plancher terrasse est non accessible, avec une forme de pente de 2% pour faciliter l'évacuation des eaux.

I.3.3. Maçonnerie

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier du ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

I.3.5. Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier allant du RDC jusqu'au dernier étage, elles sont des éléments en béton armé à deux volées coulés sur place.

I.3.6. Cage d'ascenseur

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

I.3.7. Le coffrage

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage Métallique pour les voiles.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes RPA 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 99).

I.4.1. Le béton

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16x32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm.

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels).
- granulats (sables, gravillons, graviers....).
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,....)

Il sera dosé à 350Kg /m3 de ciment portland artificiel (CPA).

I.4.1.1. caractéristiques mécaniques du béton

a- Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

L'écart-type

$$S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

La variabilité

$$V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \cdot 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - K$$

K : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1.64.

Dans notre étude, nous allons prendre : $f_{c28} = 25$ MPa.

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} && \} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} && \} \dots\dots\dots [\text{BAEL91/Art2.1, 11}] \end{aligned} \right\}$$

b- Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow (\text{BAEL91/Art2.1, 12})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ Mpa.

c- Contraintes limites du béton

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

c.1- Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} »

- A l'Etat limite ultime [ELU]

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous (ArtA4.3. 41BAEL99) :

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité partiel

- $\gamma_b = 1,15$ pour une situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1,5$ pour une situation durable.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées.
- $\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

Le coefficient 0,85 en numérateur et θ en dénominateur a pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

- pour $\gamma_b=1,5$ et $\theta=1$ on aura $f_{bu}=14,2$ Mpa
- pour $\gamma_b=1,15$ et $\theta=1$ on aura $f_{bu}=18,48$ Mpa
- « **Diagramme contrainte-déformation** » : (BAEL91/Art 4.3, 31)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰

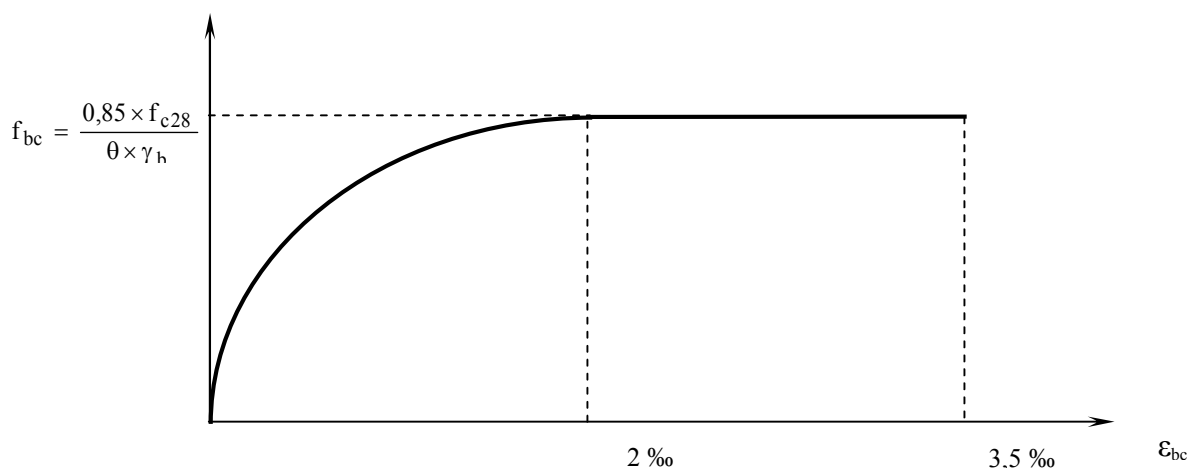


Figure I.3 : « Diagramme contrainte déformation »

Avec σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

- f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.
- ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
- Pour $\varepsilon_{bc} < 2$ ‰ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$.
- E_b : Module de Young

- **Etat limite de service (ELS) : (BAEL91 /Art4.5, 2)**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

- **Contrainte de compression du béton [ELS]**

D'après [Art 4.5, 2/ BAEL91modifiées 99] cette contrainte est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} \text{ [I-07]}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS.

À j=28 jours, dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La figure ci-dessous nous donne le comportement du béton à l'ELS.

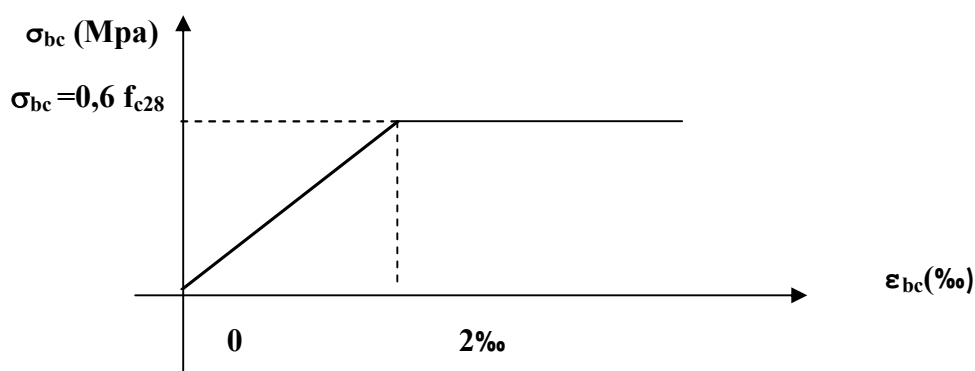


Fig. I-4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

c-2) Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art 5.1,21)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b : Valeur de la longueur de la section cisailée.

d : Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$).

- **Fissuration peu nuisible** : $\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$
- **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$
- **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$

d- Module de déformation longitudinale

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte les déformations dues au fluage du béton.

d.1- Module de déformation instantané : [BAEL 99 /Art.2.1 21]

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ j} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 [\text{MPa}].$$

d.2- Module de déformation différé : [BAEL 99/ ArtA.2.1 22]

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage),

Nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

d.3- Module de déformation transversal : [BAEL91/A.2.1,3]

Il est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec : * ν : Coefficient de poisson

* E : module de Young (module d'élasticité)

Coefficient de poisson : [Art A.2.1, 3 / BAEL99]

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par :

$\nu=0$: pour des sollicitations à ELU

$\nu=0,2$: pour le calcul des déformations à ELS

I.4.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1 : types d'aciers.

a- Contraintes limites

a.1- Contrainte limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3]

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s=1,15$ situation courante.

$\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

$\bar{\sigma}$ =contrainte admissible d'élasticité de l'acier

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400$ Mpa	$\bar{\sigma} = 348$ Mpa	$\bar{\sigma} = 400$ Mpa
$f_e = 520$ Mpa	$\bar{\sigma} = 452$ Mpa	$\bar{\sigma} = 520$ Mpa

a.2- Contrainte limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3]

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- Fissurations peu nuisibles : [BAEL91/A.4.5,32]

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune réduction) : $\bar{\sigma} = f_e$

- Fissurations préjudiciables : [BAEL91/A.4.5,33]

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

- Fissurations très préjudiciables : [BAEL91/A.4.5,34]

Dans ce cas là, on note :

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

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les aciers HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta= 1.3$ pour les aciers HA < 6mm

$\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses.

b- Diagramme contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

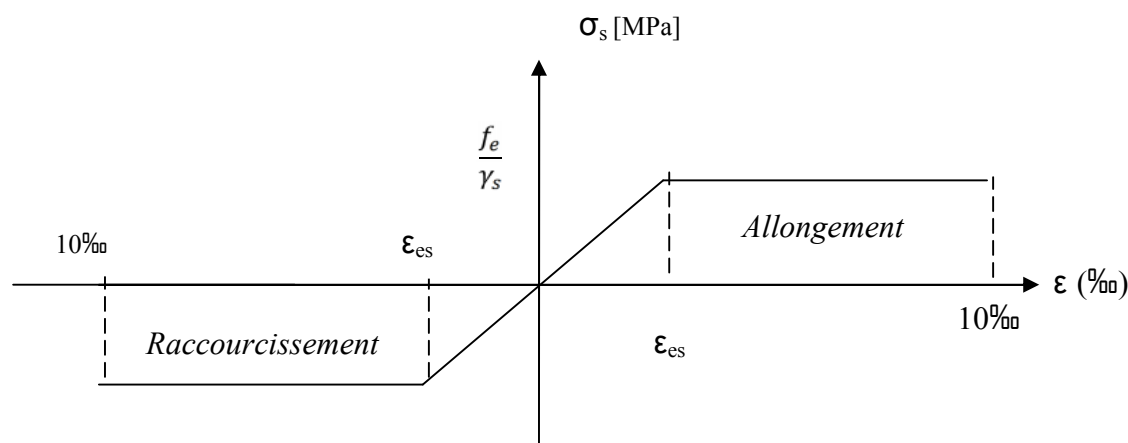


Fig1.3: Diagramme contraintes déformations de l'acier

c- Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.



Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

II.1. Planchers à corps creux

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction, ils sont composés de corps creux, poutrelles, treillis soudé et dalle de compression disposées suivant la petite portée,

- La résistance aux charges permanentes et surcharges sur les étages.
- L'isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs (murs et poteaux).

La hauteur totale du plancher, notée "h_t" est donnée comme suit : $h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$

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

Dans notre cas : L_{max} = 450-30 = 420 cm

Le RPA exige : min (b,h) ≥ 30cm en zone III on prend min=30cm

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18,66 \text{ cm}$$

Soit : h_t = 20cm = (16+4) cm

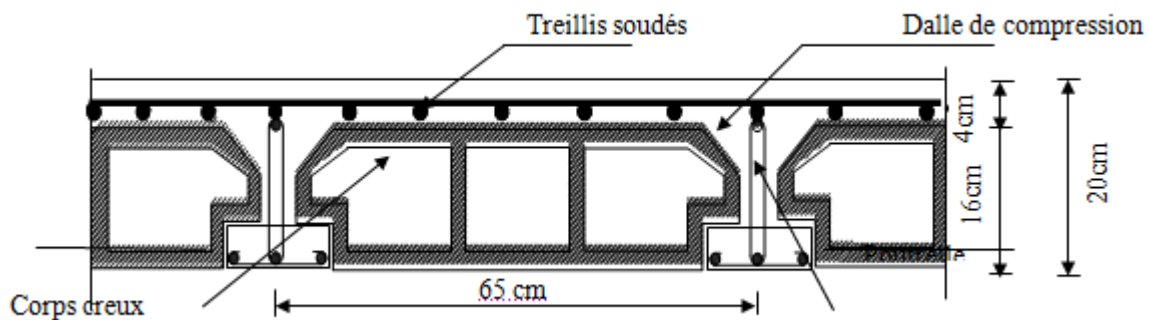


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.

II.2. Plancher dalle pleine

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

II.2.1. Condition de résistance à la flexion

II.2.1.1. Épaisseur minimale requise h_0

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0,4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0,4$$

Avec :
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

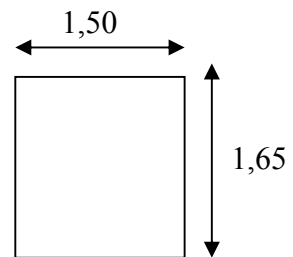
l_x : Petit coté du panneau de dalle

l_y : Grand coté du panneau de dalle

Panneau 1

$$\alpha = \frac{1,50}{1,65} = 0,91 \quad , l_x = 1,50 \text{ m}$$

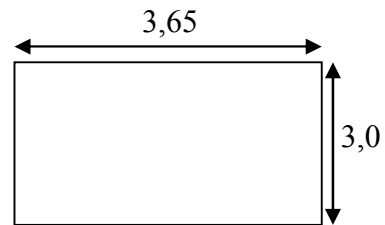
$$h_0 \geq \frac{150}{40} = 3,75 \text{ cm}$$



Panneau 2

$$\alpha = \frac{3,0}{3,65} = 0,82 \quad , l_x = 3,00 \text{ m}$$

$$h_0 \geq \frac{300}{40} = 7,5 \text{ cm}$$



II.2.1.2. Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

II.2.1.3. Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm}$

II.3. Poutres

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes.

- **Hauteur** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- **Largeur** : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considéré

Elles doivent respecter les conditions de RPA99

$$b \geq 20\text{cm} , \quad h \geq 30\text{cm} , \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

II.3.1. Poutres principales : (les poutres porteuses)

$$L = 505 - 30 = 475\text{cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \rightarrow 31,66\text{cm} \leq h \leq 47,5\text{cm} \quad \text{soit } h = 45\text{cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 18\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm}$$

On prend $\boxed{b = 30\text{cm}}$

- **Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1)**

$$h \geq 30\text{cm} , \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : la section des poutres principales adoptée est : 30x45

III.3.2. Poutre secondaire

elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chinage ;

$$L = 450 - 30 = 420\text{cm}$$

Erreur ! Des objets ne peuvent pas être créés à partir des codes de champs de mise en forme. $\rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$ soit $h = 40\text{cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend $\boxed{b = 25\text{cm}}$

- *Vérification des exigences du (RPA99, Art 7.5,1)*

$h \geq 30\text{cm}$ → condition vérifiée.

$b \geq 20\text{cm}$ → condition vérifiée.

$\frac{40}{25} = 1,6 \leq 4$ → condition vérifiée.

Donc : la section des poutres secondaires adoptée est :40x25

- *Schématisation des sections des poutres*

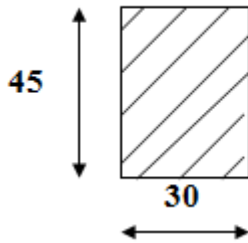


Figure II.2 : Section transversale des poutres principales

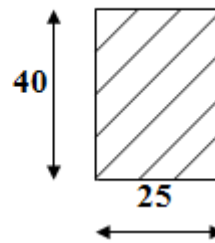


Figure II.3 : Section transversale des poutres secondaires

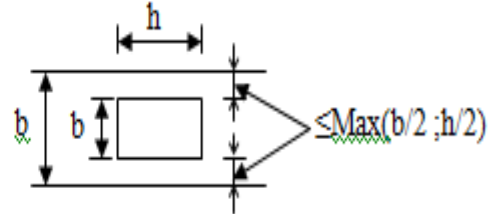
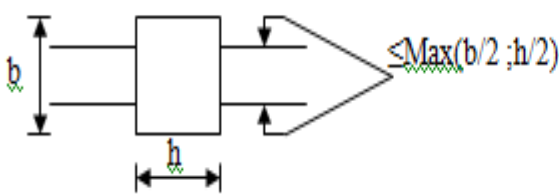


Figure II.4 : Coupes des poutres principales et secondaires.

II.4. Poteaux

Le Pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec : } N_s = G + Q$$

S : Section transversale du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau

II.4.1. Détermination des charges et surcharges

II.4.1.1. Charges permanentes

- Planchers terrasse (inaccessible)

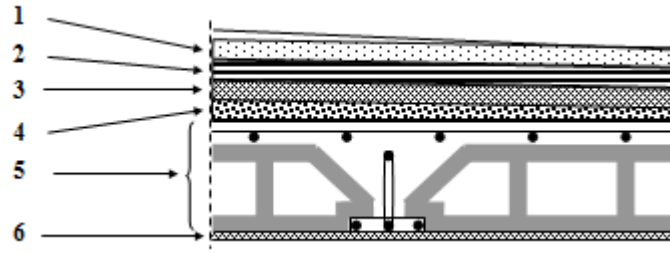


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

émet	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	06	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolant thermique	0,04	04	0,16
5	Plancher à corps creux	0,20	14	2,80
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5,82

Tableau. II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible).

- Plancher (toit de la cage d'escalier)

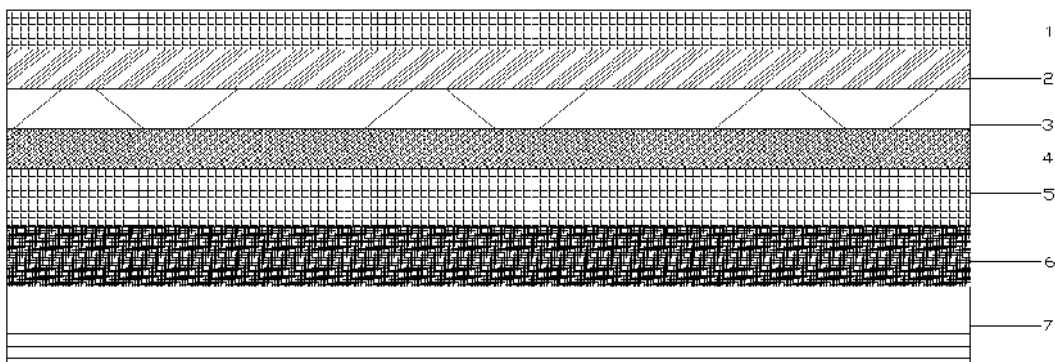


Figure II.6 : Coupe du plancher de la cage d'escalier

émet	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	17	0,85
2	Étanchéité multicouche	2	06	0,12
3	feuille de polyane	1	01	0,01
4	Béton en forme de pente	5	22	1,10
5	Isolant thermique	4	04	0,16
6	Plancher à corps creux	20	14	2,80
7	Mortier de ciment	2	18	0,36
				G = 5,54

Tableau. II.2 : Charges permanentes du plancher (toit de la cage d'escalier).

- Plancher en dalle plein

❖ **Plancher en dalle plein :**

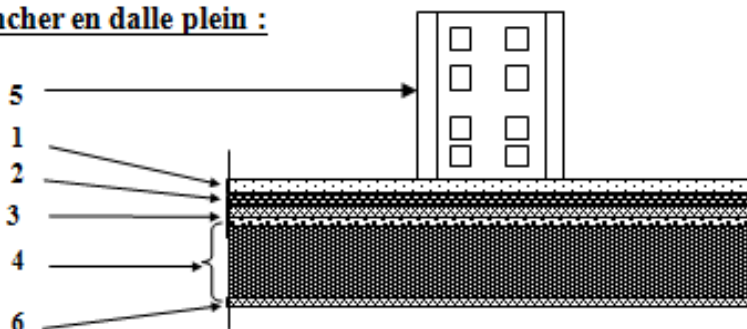
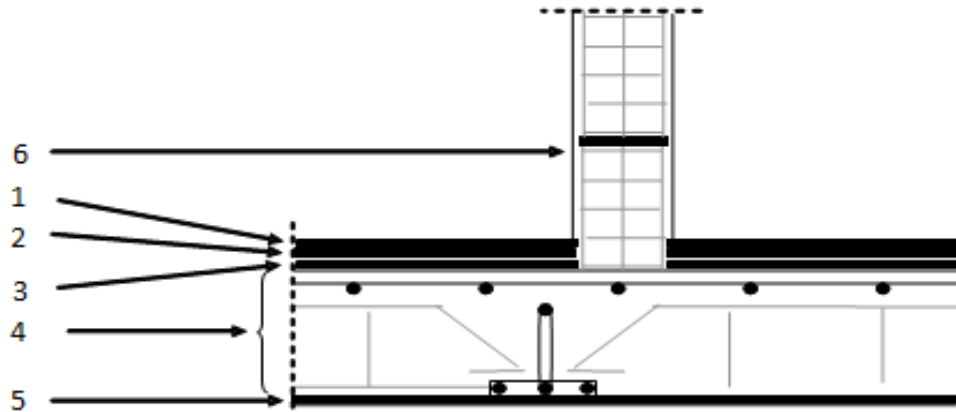


Figure II.7 : Coupe verticale de la dalle pleine (étage courant).

émet	Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (cm)	Poids propre G (kN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	22	2	0,44
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Couche de sable	18	2	0,36
4	Dalle pleine en B.A	25	15	3,75
5	Cloison en brique creuse	10	/	1,3
6	Enduit sur les deux cotés de la cloison	10	2	0,2
				6,12

Tableau. II.3 : Charges permanentes du plancher en dalle plein.

- Plancher d'étage courant



II.8. Coupe verticale d'un plancher courant.

émet	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	3	18	0,54
3	Couche de sable	3	22	0,66
4	Dalle en corps creux	20	...	2,80
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20x2=0,4
6	Cloison	10	09	0,90
				G = 5,74

Tableau. II.4 : Charges permanentes du plancher d'étage courant.

- Balcon

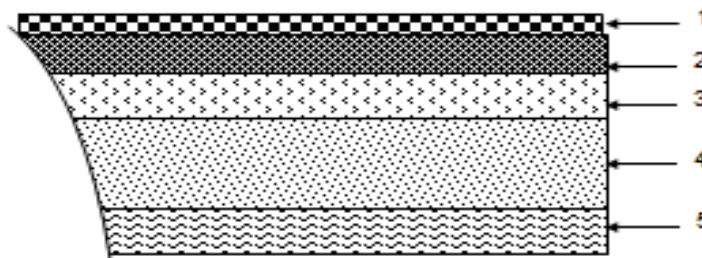


Figure II.9 : Coupe du balcon

émet	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	3	18	0,54
3	Couche de sable	3	22	0,66
4	Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
5	Enduit plâtre	2	10	0,20
				G = 5,55

Tableau. II.5 : Charges permanentes du balcon

II.4.1.2. Maçonnerie

- Murs extérieurs

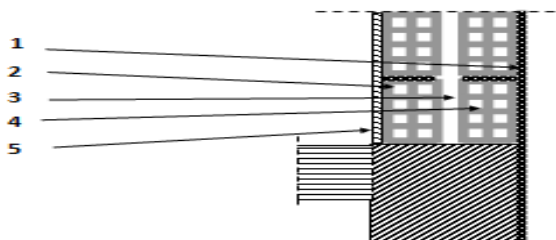


Figure II.10 : Coupe verticale dans un mur extérieur.

émet	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	2	18	0,36
2	Briques creuses	10	09	0,90
3	Lame d'aire	5	/	/
4	Briques creuses	10	09	0,90
5	Enduit de plâtre	2	18	0,2
				G = 2,36

Tableau. II.6 : Charges permanentes du murs extérieurs.

- Murs intérieurs

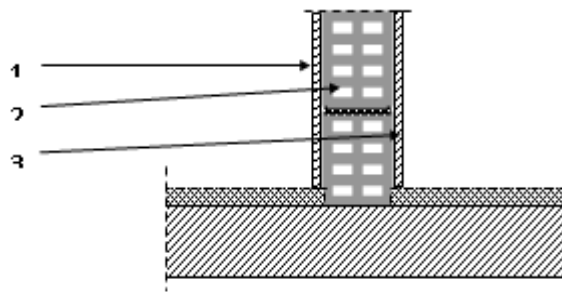


Figure II-11 : Coupe verticale dans un mur intérieur.

émet	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	18	0,20
2	Briques creuses	10	09	0,90
3	Enduit de plâtre	2	18	0,20
				G = 1,3

Tableau. II.7 : Charges permanentes du murs intérieurs.

II.4.1.3. Surcharges d'exploitation

Élément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible (Q_{ter})	1
plancher de sous sols (<i>locaux</i>) (Q_{SI1})	2,5
Plancher d'étage courant et RDC (Q_c)	1,5
Balcon ($Q_{balcons}$)	3,5
plancher d'étage RDC (<i>coté habitation</i>)(Q_{RDC2})	1,5
Escaliers (Q_{esc})	2,5

Tableau .II.8 : Surcharges d'exploitation .

Le poteau le plus sollicité

Surface d'influence

$$\text{Section nette } S_n = (1,70 + 1,775) \times (2,10 + 1,95) = 14,074 \text{ m}^2$$

$$\text{Section brute } S_b = 4,35 \times 3,725 = 16,204 \text{ m}^2$$

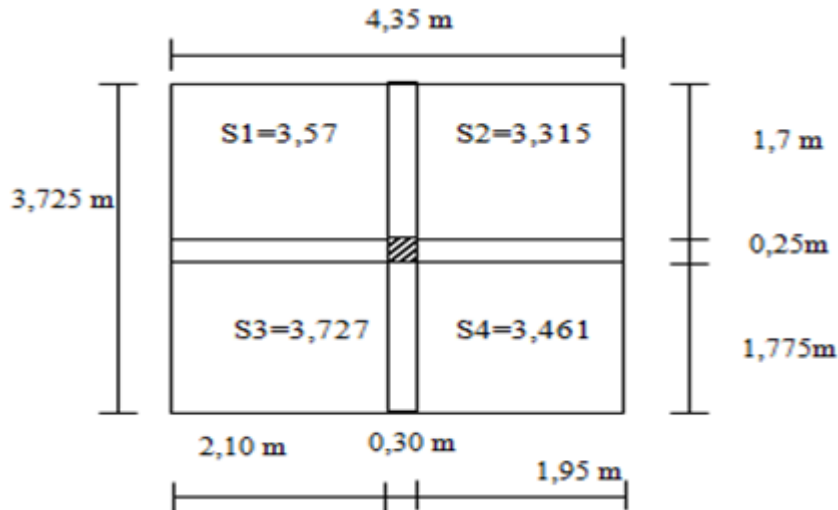


Figure.II.12 : Le poteau le plus sollicité .

II.4.2. Calcul du poids

II.4.2.1. Calcul du poids propre des poutres

- *Poutres principales*

$$PPP1 = (0,30 \times 0,45) \times 3,725 \times 25 = 12,572 \text{ KN}$$

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

- *Poutres secondaires*

$$P_{ps} = (0,25 \times 0,40) \times 4,35 \times 25 = 10,875 \text{ KN}$$

- **Le poids total** $P = P_{pp} + P_{ps}$

$$P = 12,572 + 10,875$$

$$\boxed{P = 23,447 \text{ KN}}$$

II.4.2.2. Calcul du poids propre des planchers

- *Plancher "terrasse inaccessible"*

Plancher (dalle plein)

$$S1 = 3,57 \text{ m}^2$$

$$PPDP = S1 \times 6,12 = 3,57 \times 6,12 = 21,85 \text{ KN}$$

plancher (corps creux)

$$S2 + S3+S4 = 10,503 \text{ m}^2$$

$$PPCC = 10,503 \times 5,82 = 61,13 \text{ KN}$$

$$PPT = PPDP + PPCC = 21,85 + 61,13 = 83 \text{ KN}$$

- *Plancher courant*

Plancher (dalle pleine)

$$S1 = 3,57 \text{ m}^2$$

$$PPDP = S1 \times 6,12 = 3,57 \times 5,74 = 21,85 \text{ KN}$$

Plancher (corps creux)

$$S2 + S3+S4 = 10,503 \text{ m}^2$$

$$PPCC = 10,503 \times 5,74 = 60,30 \text{ KN}$$

$$PPC = PPDP + PPCC = 21,85 + 60,30 = 82,15 \text{ KN}$$

II.4.2.3. Calcul des surcharges d'exploitation

- *Plancher « terrasse inaccessible »*

$$Q_{PT} = 16,204 \times 1 = 16,204 \text{ KN}$$

- *Plancher courant*

$$Q_{PC} = 16,204 \times 1,5 = 24,306 \text{ KN}$$

- *Plancher à usage commercial*

$$Q_{PC} = 16,204 \times 2,5 = 40,51 \text{ KN}$$

II.4.3. La loi de dégression des charges

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est :

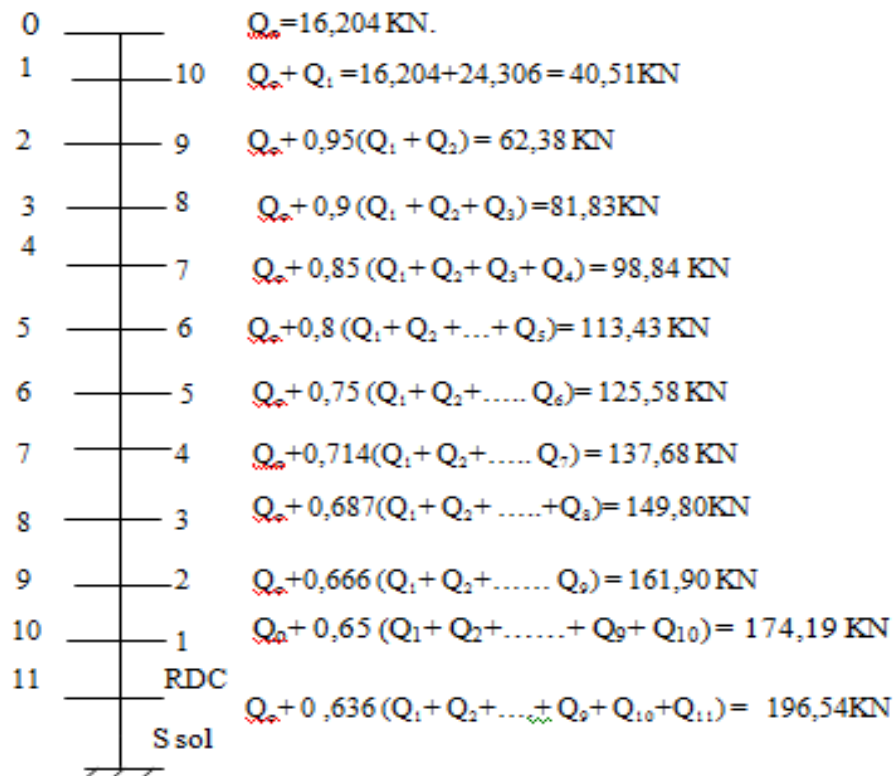
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Coefficients de dégression de surcharges

Niv	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coef	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65	0.636

Avec : $Q_0 = Q_{PT} = 16,204 \text{ KN}$,

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = Q_{PC} = 24,306 \text{ KN}$; $Q_{11} = 40,51 \text{ KN}$ (commercial).



NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]		
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulé}$	Q_i	Q_c		Section trouvée	La section minimale	Section adoptée
10	83,00	23,447	6,48	112,93	112,93	16,204	16,204	129,134	86,09	30×30	30×30
9	82,15	23,447	6,48	112,08	225,01	24,306	40,51	265,52	177,01	30×30	30×30
8	82,15	23,447	6,48	112,08	337,09	24,306	64,82	401,91	267,94	30×30	30×30
7	82,15	23,447	6,48	112,08	449,17	24,306	89,12	538,28	358,85	30×30	30×30
6	82,15	23,447	6,48	112,08	561,25	24,306	113,43	674,68	449,79	30×30	30×30
5	82,15	23,447	6,48	112,08	673,33	24,306	137,73	811,06	540,70	30×30	30×30
4	82,15	23,447	6,48	112,08	785,41	24,306	162,04	947,45	631,63	30×30	30×30
3	82,15	23,447	6,48	112,08	897,49	24,306	186,34	1083,83	722,55	30×30	30×30
2	82,15	23,447	6,48	112,08	1009,57	24,306	210,65	1220,22	813,48	30×30	35×35
1	82,15	23,447	6,48	112,08	1121,65	24,306	234,96	1356,61	904,40	30×30	35×35
RDC	82,15	23,447	9,18	114,78	1236,43	24,306	259,26	1495,69	997,12	30×30	40×40
E/Sol	82,15	23,447	9,18	114,78	1351,21	40,51	299,77	1650,98	1100,65	30×30	40×40

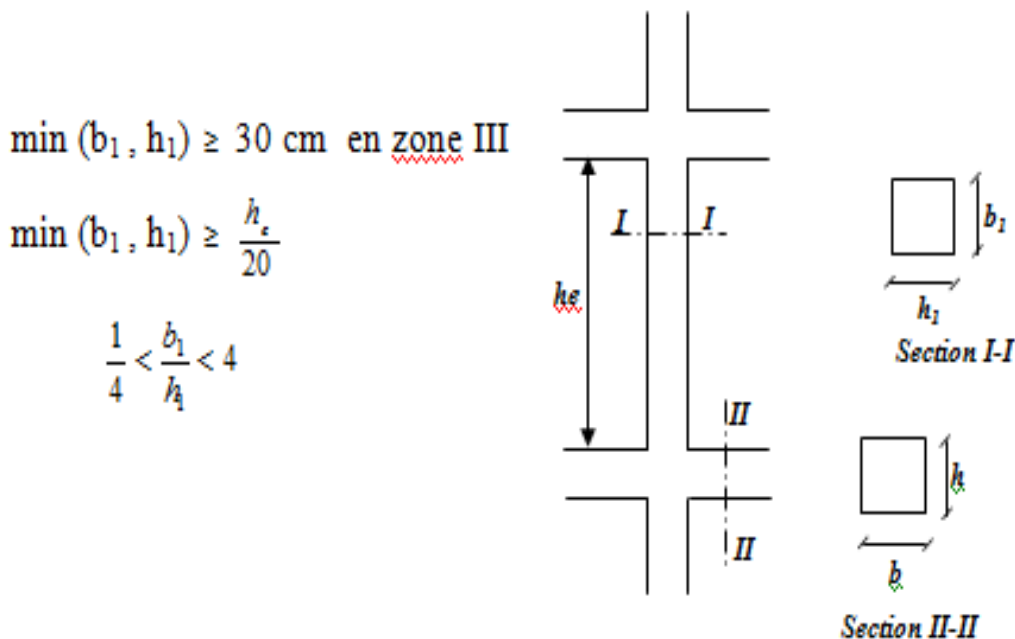
Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charge.

Remarque

Le tableau ci-dessus résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s’effectue en tenant compte :

- Des valeurs trouvées dans le tableau II.1.
 - Dour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
 - De fin d’avoir des sections qui résistent à d’éventuels efforts dynamiques.
- *Dispositions constructives (Art7.4.1,RPA99)*



II.4.3.1. Vérification de la section du poteau

$\min(b_1, h_1) = \min(30, 30) = 30 \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

$\min(b_1, h_1) = \min(30, 30) = 30 \geq h / 20 = 288 / 20 = 14,4 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

$1/4 < b_1/h_1 = 30/30 = 1 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée

II.4.3.2. Vérification d’effort normal réduit (Art 7.4.3.1 ,RPA99)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

l’effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{B_C f_{C28}} \leq 0.3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fc28 : est la résistance caractéristique du béton.

$$V = 1764,035 / (30 \times 30) 25 = 0,0784 < 0.3 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II.4.3.3. Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$$\lambda = L_f / i \leq 50$$

Avec:

L_f : longueur de flambement (L_f = 0,7 L_o). poteaux encastré - encastré

$$i : \text{rayon de giration } (i = \sqrt{I_x / S_{POT}} = b / \sqrt{12})$$

L_o : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau (b x h).

I : moment d'inertie du poteau (I = bh³/12).

DONC :

$$\lambda = \frac{0.707 l_o \sqrt{12}}{b} \approx \frac{2.45 l_o}{b}$$

AN :

- RDC, E-sol et 1^{er} étage : poteaux (45x45) ; l_o = 4,08 - 0,45 = 3,63 ; λ = 22,23 < 50 ⇒ OK
- niveau (2, 3 et 4) : poteaux (40x40) ; l_o = 2,88 - 0,45 = 2,43 ; λ = 17,01 < 50 ⇒ OK
- niveau (5., 10) : poteaux (30x30) ; l_o = 2,88 - 0,45 = 2,43 ; λ = 19,84 < 50 ⇒ Ok

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition non flambement.

II.4.4. L'acrotère

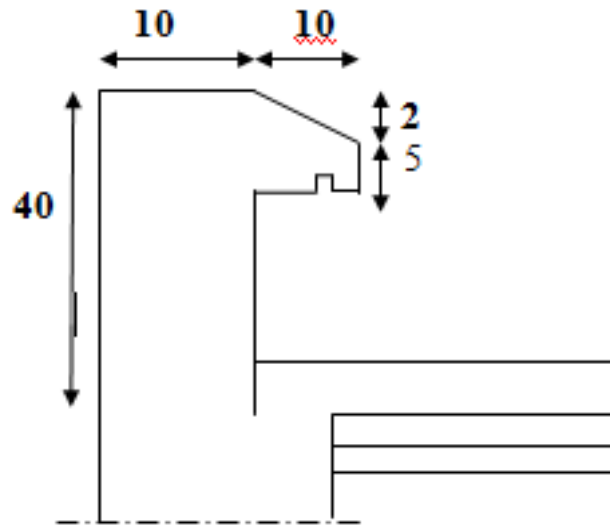


Figure III.13 : coupe verticale de l'acrotère

$$G = S \times \varphi_b$$

G : charge permanente

La section de l'acrotère :

$$S = \left[(0,4 \times 0,1) + (0,05 \times 0,05) + \frac{1}{2} (0,02 \times 0,05) \right]$$

$$S = 0,043 \text{ m}^2$$

φ_b : masse volumique du béton armé

AN :

On a : $\varphi_b = 25 \text{ KN/m}^3$

D'où : $G = 25 \times 0,043 = 1,075 \text{ KN/m}$

II.4.5. Voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des efforts dus aux charges verticales.

Épaisseur minimale d'un voile : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$ de plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

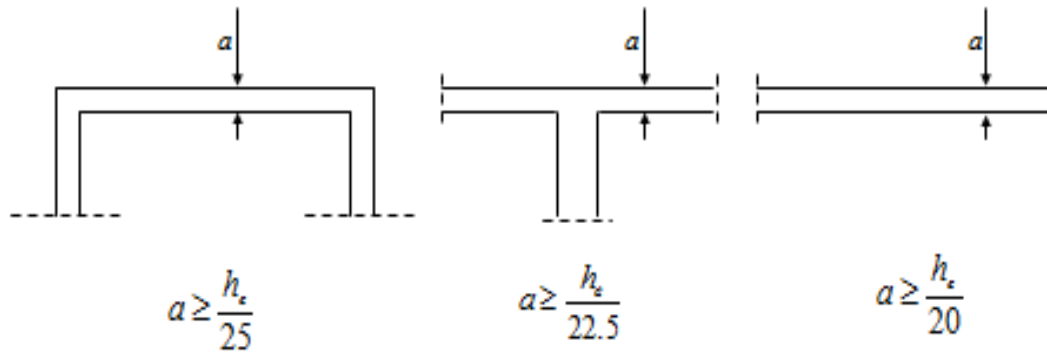


Figure II.14 : Différentes coupes des voiles.

a : Épaisseur du voile.
$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22,5}, \frac{h_e}{20}\right)$$

La longueur du voile doit aussi satisfaire la condition : $L_{\min} \geq 5.a$

Avec : $h_e = h - e_{\text{dalle}}$

h : Hauteur d'étage

e_{dalle} : Épaisseur de la dalle

- **Étage courant**

$h_e = 2,88 - 0,21$

$h_e = 2.67 \text{ m}$

$a \geq \frac{267}{20} = 13.35 \text{ cm}$

$a \geq \frac{267}{22} = 12.14$

$a \geq \frac{267}{25} = 10.68$

On prend : **$a = 20 \text{ cm}$**

- **Sous sol et RDC**

$h_e = 4.08 - 0.21$

$h_e = 3.87 \text{ cm}$

$a \geq \frac{387}{20} = 19.35$


$a \geq \frac{387}{22} = 17.59$

$a \geq \frac{387}{25} = 15.48$

on prend : **$a = 20 \text{ cm}$** .

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur. **(RPA99 ,Art 7.7.1)**

Dans notre cas $L_{\min} = 120 \text{ cm} > 4a = 80 \text{ cm}$ => Condition vérifier.



Chapitre III: Calcul des éléments

III.1. Plancher

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III.1.1. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 05 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS 520).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles. **BAEL (Art B.6.8.423).**

III.1.2. Calcul des armatures

III.1.2.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles BAEL (Art B.6.8.423)

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons : Soit : 6Φ6 /ml , A = 1.7 cm²

$$S_t = 15\text{cm}$$

Avec : S_t : distance entre les armatures.

III.1.2.2. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 6Φ6 /ml , A = 1.7 cm²

Finalemment

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE520**) de dimension (6x 6x150x150) mm².

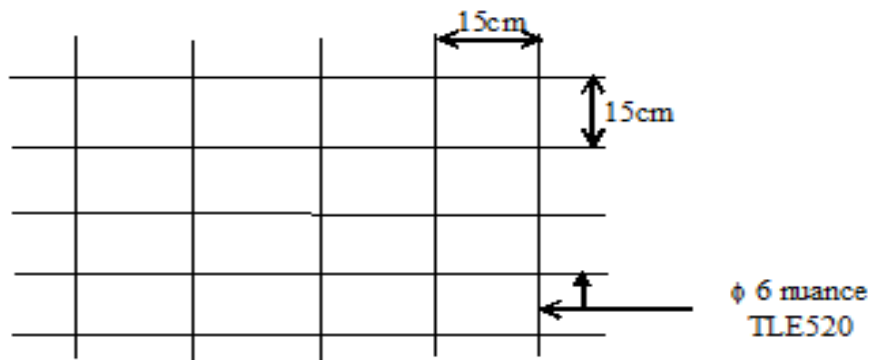


Figure III.1.1 : Treillis soudé de (15x15) cm.

III.1.3. Calcul des poutrelles

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en T

a. Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2 ; L_1 / 10 ; 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 -12), (L = 53 cm)

L₁ : longueur de la plus grande travée. (L₁ = 450cm)

b₀ : largeur de la nervure. (b₀ = 12 cm)

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀ = 5cm).

b. Application

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 45; 40)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

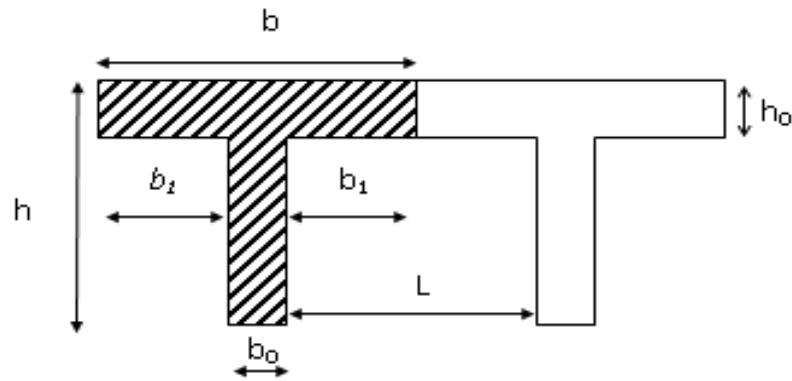


Figure III.1.2 : construction de la section en T.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- après le durcissement du béton.

III.1.3.1. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

a- Chargements

Poids propre $G = 0,05 \times 0,12 \times 25 = 0,15 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux..... $G' = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de $h = 21 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression... $h_0 = 5 \text{ cm}$

La largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

Enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile $d = 21 - 2 = 19 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression ... $b = 65 \text{ cm}$

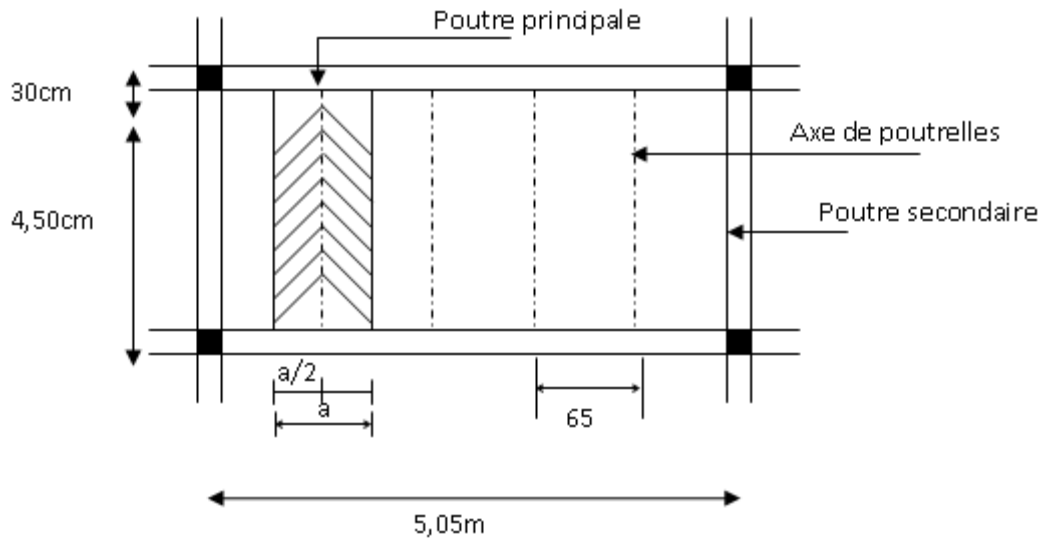


Figure III.1.3 : surface revenant aux poutrelles.

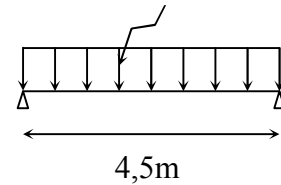
b- Ferrailage à L'ELU

La combinaison de charges à considérer :

2,54 KN/ml

$$q_u = 1,35 G + 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times (0,15 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,54 \text{ KN/ml}$$



Le moment en travée :

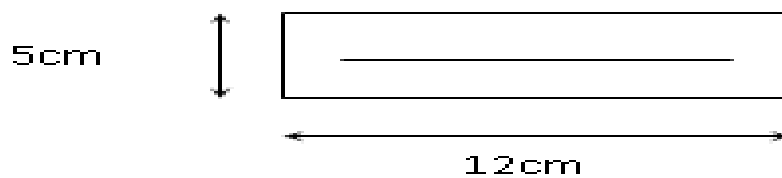
$$M_t = q L^2 / 8 = 2,54 \times (4,5)^2 / 8 = 6,43 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$T = q L / 2 = 2,54 \times 4,5 / 2 = 5,71 \text{ KN}$$

c- Ferrailage de la poutrelle

$$d = h - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$



$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,43 \cdot 10^3}{12 \cdot 3^2 \cdot 14 \cdot 2} = 4,19 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

d- Conclusion

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

III.1.3.2. après le durcissement du béton

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

POIDS PROPRE DU PLANCHER

$$G = 5,74 \times 0,65 = 3,73 \text{ KN/ml.}$$

SURCHARGE D'EXPLOITATION

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml.}$$

LES COMBINAISONS DES CHARGES

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,35 \text{ KN/ml}$$

a. Méthode forfaitaire

- $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow Q = 1,625 \text{ KN} < \max(2G=7,46 ; 5 \text{ KN}) \rightarrow \text{OK}$
- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées. $\Rightarrow \text{OK}$
- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées :

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25. \quad 4,5 / 3,4 = 1,32 > 1,25 \text{ non vérifier.}$$

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments

b. Rappel sur la méthode des trois moments

- Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E \left(W_i^g + W_i^d \right)$$

$$W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

c. Exposé de la méthode des trois moments

- Exposition de la méthode

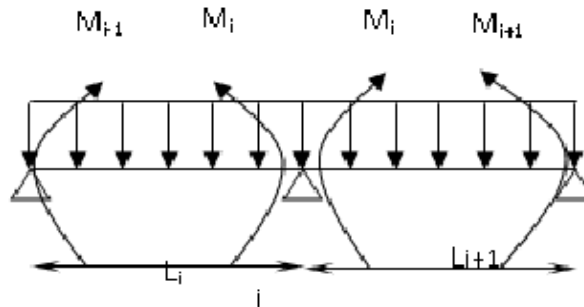


Figure III.1.4 : Méthode des trois moments.

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- Aux appuis

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

- En travée

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

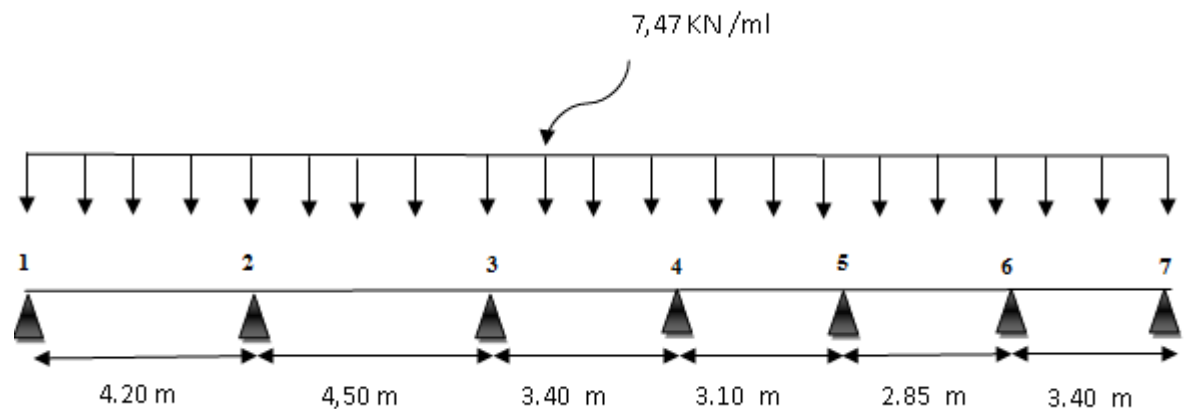


Figure III.1.5 : Schéma statique de la poutrelle.

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement .

d. Calcul des moments aux appuis

$$L' \text{appui } 18,4M_1 + 4,2M_2 = -138,36 \tag{1}$$

$$L' \text{appui } 24,2M_1 + 17,4M_2 + 4,5M_3 = -308,53 \tag{2}$$

$$L' \text{appui } 34,5M_2 + 15,8M_3 + 3,4M_4 = -243,58 \tag{3}$$

$$L' \text{appui } 43,4M_3 + 13M_4 + 3,1M_5 = -129,03 \tag{4}$$

$$L' \text{appui } 53,1M_4 + 11,9M_5 + 2,85M_6 = -98,86 \tag{5}$$

$$L' \text{appui } 62,85M_5 + 12,5M_6 + 3,4M_7 = -116,63 \tag{6}$$

$$L' \text{appui } 73,4M_6 + 6,8M_7 = -73,40 \tag{7}$$

On peut écrire Cette équation sous forme suivante :

$$\begin{bmatrix} 8,4 & 4,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,2 & 17,4 & 4,5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,5 & 15,8 & 3,4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,4 & 13 & 3,1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,1 & 11,9 & 2,85 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2,85 & 12,5 & 3,4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,4 & 6,8 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \\ M4 \\ M5 \\ M6 \\ M7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -138,36 \\ -308,53 \\ -243,58 \\ -129,03 \\ -98,86 \\ -116,63 \\ -73,40 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -10,204 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -12,532 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -10,581 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5,885 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5,339 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -5,992 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -7,798 \text{ KN.m}$$

e. Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2,03 \text{ m} \quad \rightarrow M_{1 \max}(2,03) = 5,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2,31 \text{ m} \quad \rightarrow M_{2 \max}(2,31) = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,88 \text{ m} \quad \rightarrow M_{3 \max}(1,88) = 2,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 1,57 \text{ m} \quad \rightarrow M_{4 \max}(1,57) = 3,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 1,39 \text{ m} \quad \rightarrow M_{5 \max}(1,39) = 1,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (6-7)} \rightarrow x = 1,63 \text{ m} \quad \rightarrow M_{6 \max}(1,63) = 3,92 \text{ KN.m}$$

N.B/

- Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M_1 = -6,8 \text{ KN.m} \qquad M_2 = -8,35 \text{ KN.m} \qquad M_3 = -7,05 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3,92 \text{ KN.m} \qquad M_5 = -3,56 \text{ KN.m} \qquad M_6 = -4,00 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -5,20 \text{ KN.m}$$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2,05 \text{ m} \rightarrow M_{1 \text{ max}}(2,05) = 08,90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2,29 \text{ m} \rightarrow M_{2 \text{ max}}(2,29) = 11,00 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,82 \text{ m} \rightarrow M_{3 \text{ max}}(1,82) = 05,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 1,56 \text{ m} \rightarrow M_{4 \text{ max}}(1,56) = 05,23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 1,40 \text{ m} \rightarrow M_{5 \text{ max}}(1,40) = 03,81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (6-7)} \rightarrow x = 1,65 \text{ m} \rightarrow M_{6 \text{ max}}(1,65) = 06,20 \text{ KN.m}$$

f. Calcul des efforts tranchant

$$\text{Au niveau d'un appui « i »,} \quad V(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Au niveau d'un appui « i+1 »,} \quad V(x) = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$V_i(x=0)$ KN	$V_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	M_{max} [KN.m]
Travée 1-2	4,20	15,31	-16,06	2,05	8,90
Travée 2-3	4,50	17,19	-16,52	2,29	11,00
Travée 3-4	3,40	13,62	-11,78	1,82	5,37
Travée 4-5	3,10	11,69	-11,46	1,56	5,23
Travée 5-6	2,85	10,49	-10,80	1,40	3,81
Travée 6-7	3,40	12,35	-13,05	1,65	6,20

Tableau III.1.1 : Calcul des efforts tranchants a L'ELU.

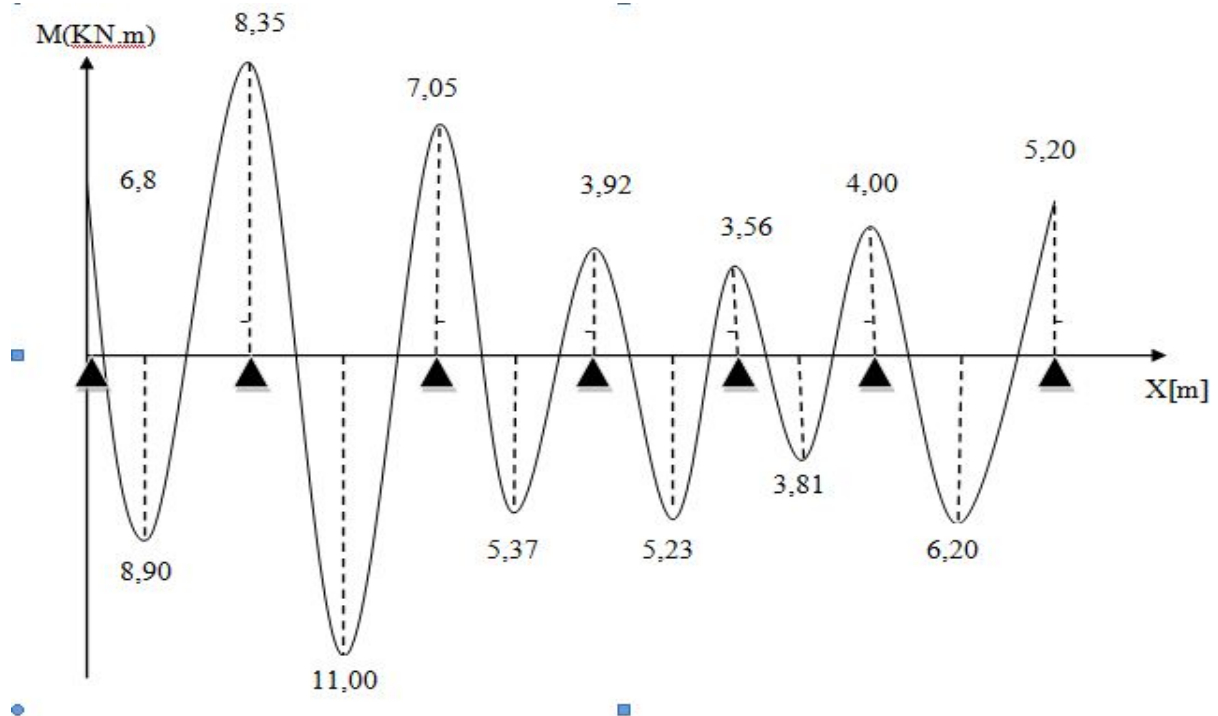


Figure III.1.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).

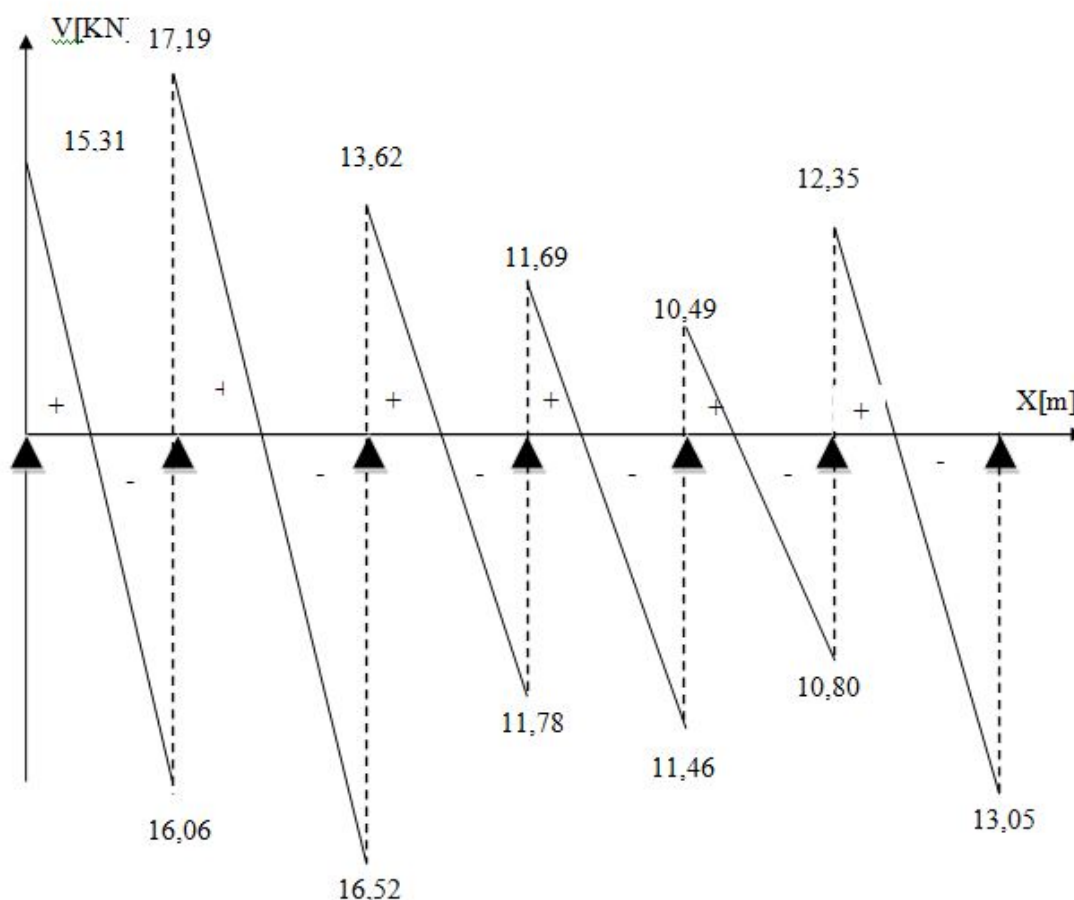


Figure III.1.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction).

g. Ferrailage des poutrelles

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 450\text{cm}$)

- Caractéristiques géométriques de la section de calcul

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 05\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 02\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

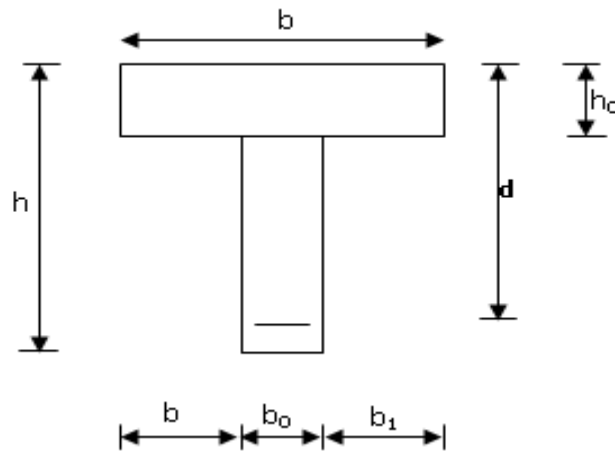


Figure III.8 Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression aux travées

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,05}{2} \right) = 71,53 \text{ KN.m}$$

$M_u = 11,00 < M_0 = 94,61 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

1^{ER} CAS : L=4.50M

h. Calcul des armatures longitudinales

- En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,00}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,037 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9815$$

- Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11}{0,9815 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1,789 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

- Aux appuis

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$b_0 = 12 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,35}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,1512$$

$$\mu = 0,1512 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,1512 \rightarrow \beta = 0,939$$

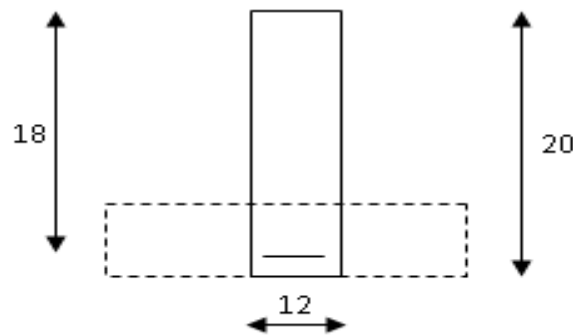


Figure III.1.8 : Section de calcul de la poutrelle aux appuis.

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8,35}{0,939 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1,4196 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

CONCLUSION

En travée : $3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

VERIFICATIONS L'ELU

- **Vérification à la condition de non fragilité : [Art A 4.2 ,1/BAEL 99]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{17,19 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 2 \times 10} = 1,689 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,689 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Ancrage des barres: (BAEL99.Art. A.6.1.2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\alpha_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35,27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 50\Phi = 50 \times 1,0 = 50 \text{ cm}$ (zone III)

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$
(Art.6.1.253BAEL99)

$$L_a = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

i. Calcul des armatures transversales

- Le diamètre minimal des armatures transversales : (BAEL 99, Art. A.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 1,2 ; 0,57 ; 1,0 \} = 0,57 \text{ cm}$$

On prend: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

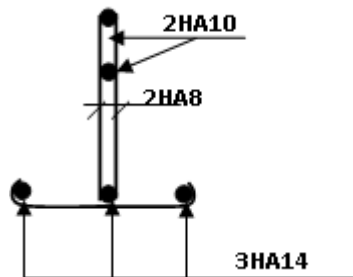


Figure III.1.9 : Plan de ferrailage de poutrelle.

- La section des armatures transversales

$$A_t = 2 \phi 8 = 1,0 \text{ cm}^2$$

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$ en Zone nodale / Soit : $S_t = 17 \text{ cm}$ en Zone courant

VERIFICATION A L'ELS**Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS**

Combinaison de charge :

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 5,35 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le **BAEL (Art.6.5.1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,35}{7,47} = 0,716 \quad ; \quad q_u = 7,47 \text{ KN/ml}, \quad q_s = 5,35 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments fléchissants

LES MOMENTS AUX APPUIS

$$M_1 = 6,80 \times 0,716 = 4,87 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 8,35 \times 0,716 = 5,98 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 7,05 \times 0,716 = 5,05 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 3,92 \times 0,716 = 2,81 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 3,56 \times 0,716 = 2,55 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 4,00 \times 0,716 = 2,86 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 5,20 \times 0,716 = 3,72 \text{ KN.m}$$

LES MOMENTS EN TRAVEES

$$M_{t1} = 08,90 \times 0,716 = 6,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 11,00 \times 0,716 = 7,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 05,37 \times 0,716 = 3,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 05,23 \times 0,716 = 3,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 03,81 \times 0,716 = 2,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6} = 06,20 \times 0,716 = 4,44 \text{ KN.m}$$

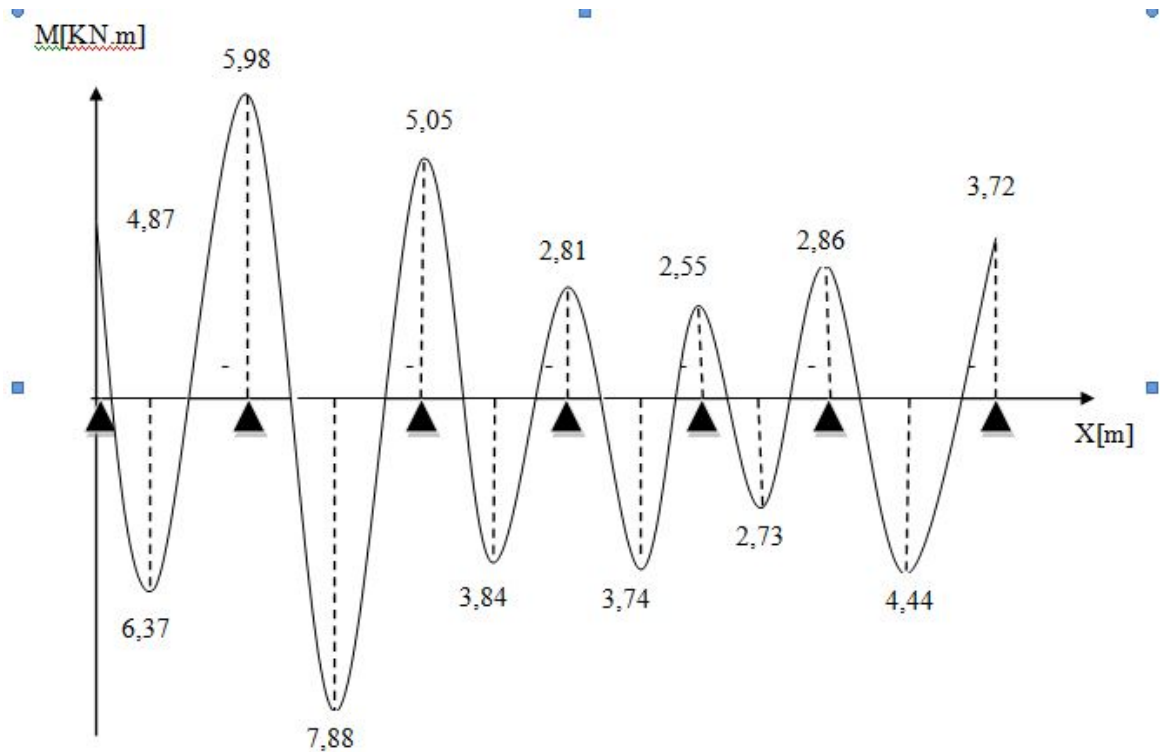


Figure III.1.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

- Calcul des efforts tranchant à l'ELS :

$$V_s = V_U \times 0,71$$

Travée	longueur	$V_i(x=0)$ KN	$V_{i+1}(x=l_i)$
Travée 1-2	4,20	10,96	-11,50
Travée 2-3	4,50	12,31	-11,81
Travée 3-4	3,40	9,75	-08,43
Travée 4-5	3,10	08,37	-08,20
Travée 5-6	2,85	07,51	-07,73
Travée 6-7	3,40	08,84	-09,3

Tableau III.1.2 : Calcul des efforts tranchants a l'ELS.

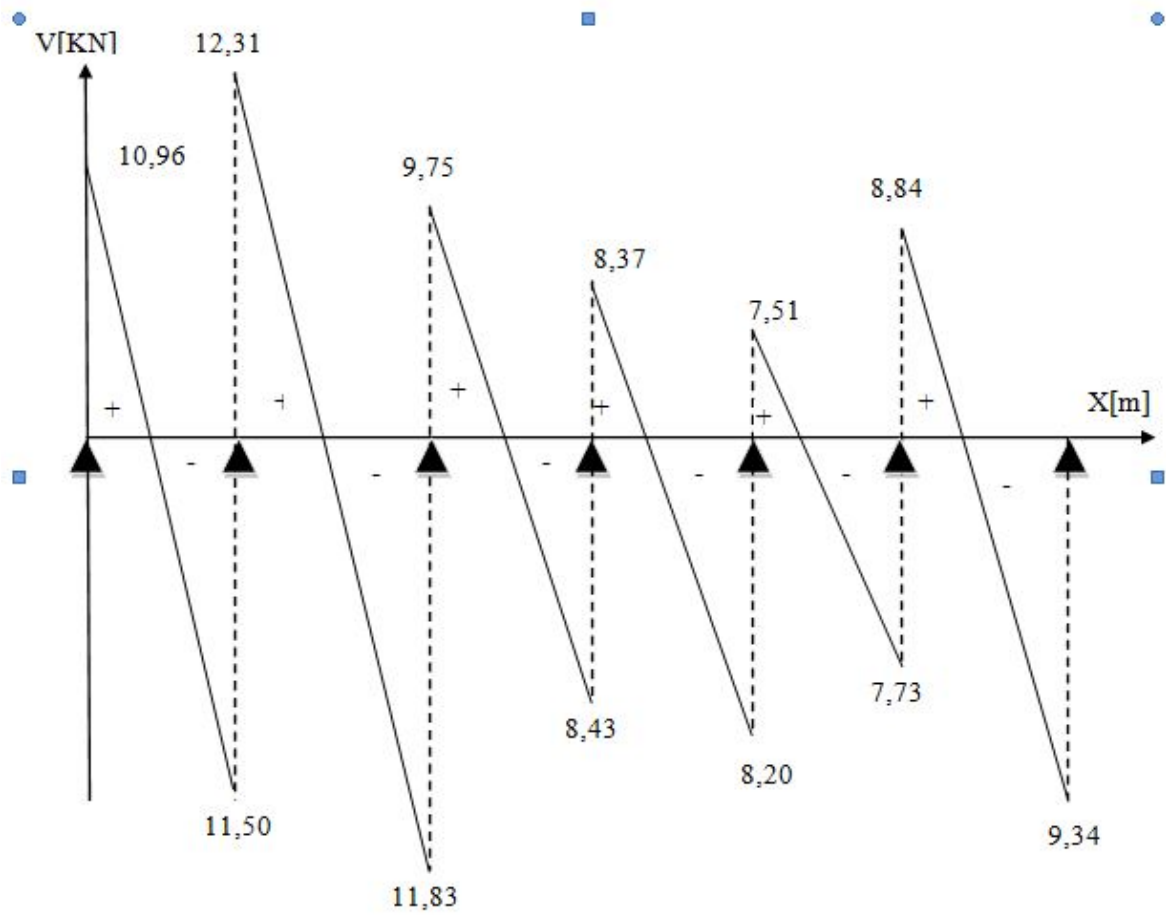


Figure.1.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

CONCLUSION

$$M_{st}^{\max} = 7,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 5,98 \text{ kN.m}$$

$$V_a^{\max} = 12 \text{ kN}$$

NB :

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 :

ETAT LIMITE DE RESISTANCE DE BETON EN COMPRESSION

- La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,139 \rightarrow \beta_1 = 0,819 \rightarrow \alpha_1 = 0,541$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,541}{15(1 - 0,541)} = 0,078$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,88 \times 10^6}{0,819 \times 180 \times 462} = 115,70 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,078 \times 115,7 = 9,02 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,8765 \rightarrow \alpha_1 = 0,3705$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,3705}{15(1 - 0,3705)} = 0,0392$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,98 \times 10^6}{0,8765 \times 180 \times 157} = 241,42 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 241,42 = 9,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions.

Donc : Fissuration peu préjudiciable

$$\Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ Mpa}$$

En travée :

$$\sigma_{st} = 115,70 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

ETAT LIMITE DE DEFORMATION

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.

Les règles de **BAEL (B.6.5.2)** précisent qu'on peu admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 450 \text{ cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,50} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$.
3. $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$.

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s I^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4500}{500} = 9\text{mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700\sqrt{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec

(n = 15)

$$\mu = \max \left[0, 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,0214$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0)h_0/2 + (h - h_0)b_0[(h - h_0)/2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 5) \times 5/2 + (20 - 5) \times 12 \times [(20 - 5)/2 + 5] + 15 \times 4,62 \times 18}{(65 \times 5) + (20 - 5) \times 12 + 15 \times 4,62}$$

$$Y_1 = 7,505\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12,495 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,505^3 + 12,495^3] + 5(65 - 12) \left[\frac{5^2}{12} + \left(7,505 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,62 \times (12,495 - 2)^2$$

$$I_0 = 24317,38 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,0214} = 0,768$$

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0214 \times 115,7 + 2,1} \right] = 0,306$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 24317,38}{1 + 0,768 \times 0,306}$$

$$I_{fv} = 21659,06$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{7,88 \times 10^6 (4500)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 21659,06}$$

$$6,81 \text{ mm} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

CONCLUSION

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées come suite :

En travée : 3HA14

Aux appuis : 2HA10

2^{EME} CAS : L= 2.85M

$$M_u^t = 3,81 \text{ KN.m}; \quad M_u^a = 4,00 \text{ KN.m}$$

- Remarque

Pour le reste des poutrelles du plancher on adoptera le ferrillage suivant :

j. Calcul des armatures longitudinales**- En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,81}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,9935$$

Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{3,81}{0,9935 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,612 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 19 \text{ cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,00}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

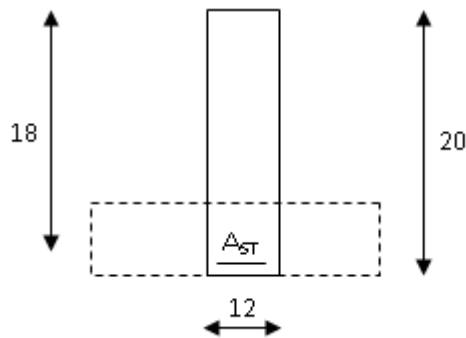


Figure III.1.12: Section de calcul de la poutrelle aux appuis.

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{4,00}{0,963 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,663 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{cm}^2$$

VERIFICATIONS A L'ELU

- Vérification à la condition de non fragilité : [Art A 4.2 ,1/BAEL 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{Cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1,13 \text{cm}^2 > 0,26 \text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 2,35\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{12,35 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 1 \times 12} = 2,023 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,023 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\sqrt{f_{t28}} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 48 = 28,8 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 30 \text{ cm.}$$

k- Calcul des armatures transversales

- Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :
(BAEL 99, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{12; 0,57 ; 14 \} = 0,57 \text{ mm}$$

On prend: $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

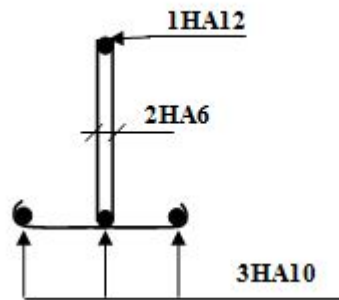


Figure III.1.13 : Plan de ferrailage de poutrelle.

➤ **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

➤ $St_t \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\} = 16,2 \text{ cm}$

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

5) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

a) Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,430$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,430}{15(1-0,430)} = 0,0503$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{3,81 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 105,22 \text{MPa} < 348 \text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0503 \times 105,22 = 5,29 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 1 \phi 12 = 1,13 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,891 \rightarrow \alpha_1 = 0,325$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,325}{15(1-0,325)} = 0,0321$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{2,86 \times 10^6}{0,891 \times 180 \times 113} = 157,81 \text{MPa} < 348 \text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0321 \times 157,81 = 5,06 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions (Fissuration peu préjudiciable) ;

Avec :

$$\overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

- En travée :

$$\sigma_s = 105,22 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation :

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.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peu admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$L = 2,85 \text{ m (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 21 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,21}{2,85} = 0,0737 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,0737 > \frac{1}{10} \cdot \frac{2,73}{3,81} = 0,0716 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Vu que les trois conditions sont vérifiées, la flèche est automatiquement vérifiée.

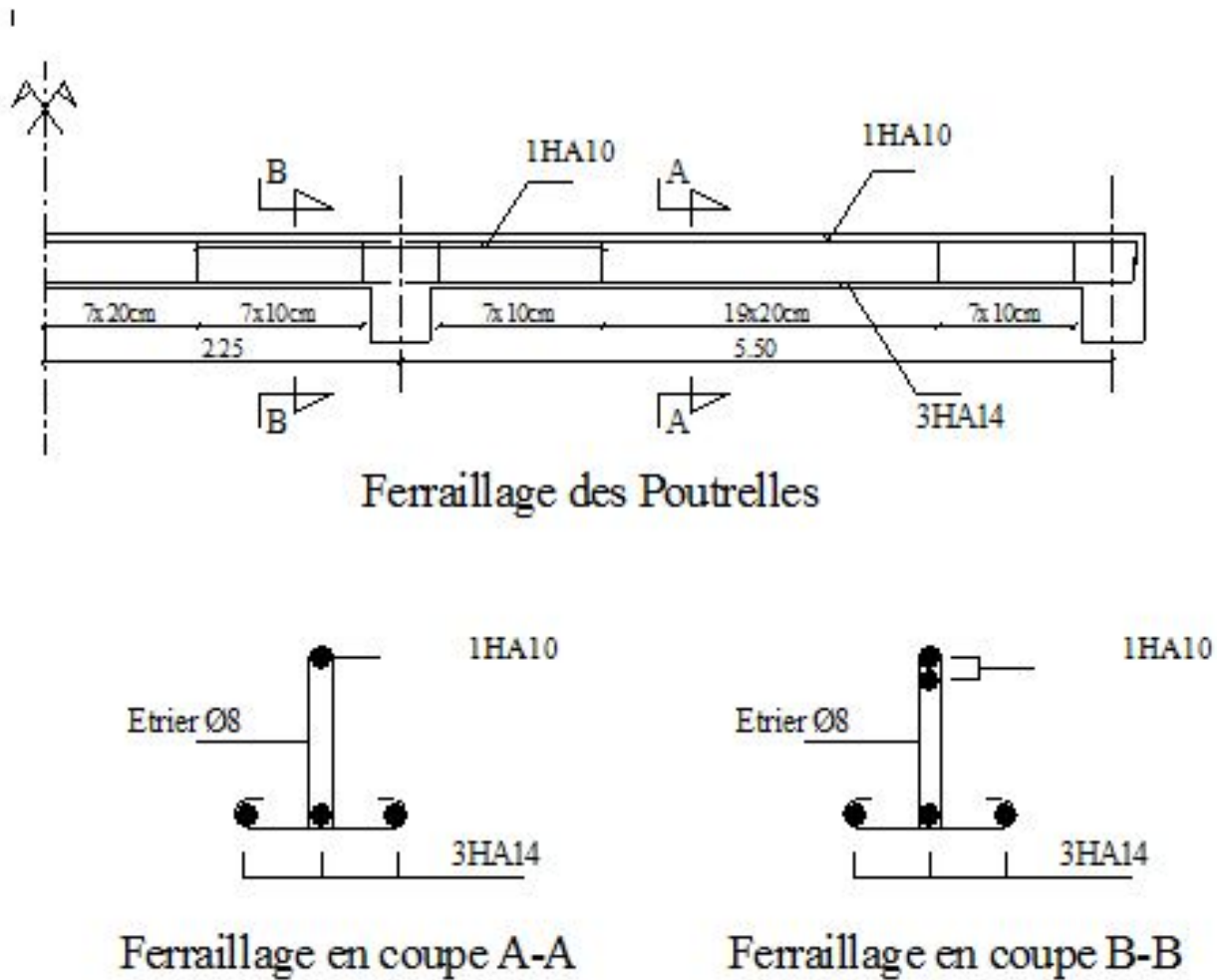


Figure III.1.14 : Plan de ferrailage des poutrelles.

III.2. Escalier

III.2.1. Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

III.2.2. Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure III.16

III.2.2.1. Caractéristiques dimensionnelles

- **La marche**

La marche est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

- **La contre marche**

La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 - 18 cm.

- **Le giron (g)**

Le giron est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contresmarches.

- **La montée**

Elle correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

- **Une volée**

Une volée est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier**

Un palier est une plate forme constituant un repos entre deux volées.

- **L'embranchement (E)**

L'embranchement représente la largeur de palier de repos.

- **La ligne de foulée**

Elle représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

- **La paillasse**

C'est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

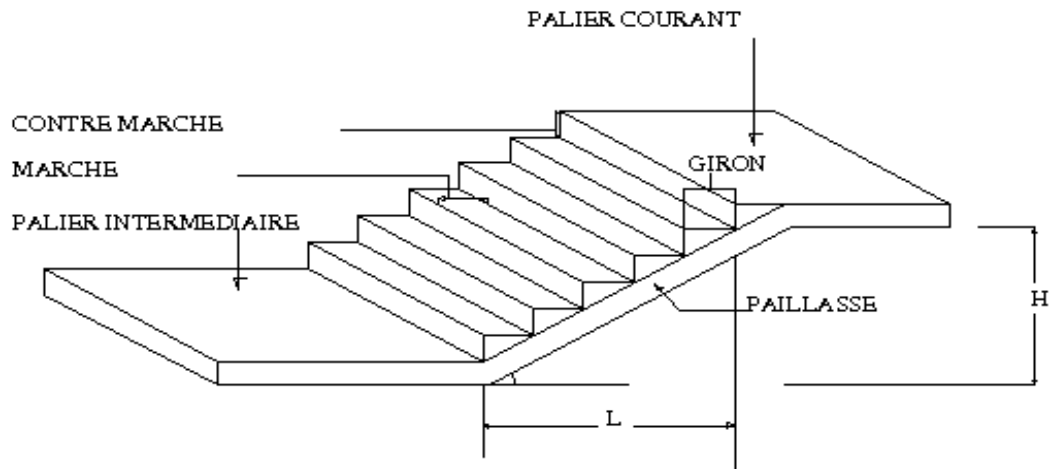


Figure III.2.1 : Schéma statique de l'escalier

Remarque

On s'intéresse aux escaliers suivants :

- une volée de RDC d'une hauteur $H_1 = 2,04\text{m}$.
- Une volée d'étage courant et de hauteur $H = 1,44\text{m}$

Notations utilisées

- g : giron,
- h : hauteur de la contre marche,
- ep : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée.

III.2.3. Dimensions des escaliers

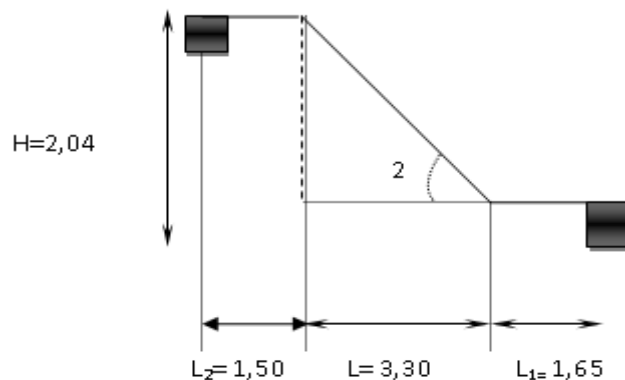


Figure III.2.2 : Schéma statique

III.2.3.1. La hauteur des marches

h : est le plus courant ($14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$)

g : est le plus courant ($59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$)

On prend la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$.

III.2.3.2. Nombre de contre marches

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12 \Rightarrow n = 12$ contre marches.

Donc : $h=17 \text{ cm}$ et $H=204 \text{ cm}$

III.2.3.3. Nombre de marches

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 12 - 1 = 11$ marches.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

On prend $g = 30 \text{ cm}$.

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL

- Loi de BLONDEL

La loi de blondel st une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable ; qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.64$

- Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} ;$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} ; \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée ;}$$

III.2.3.4. Emmarchement

La largeur des paliers de repos $l_1=1,40\text{m}$ et $l_2=1,45 \text{ m}$

Avec l'embranchement : $E = 1,30\text{m}$.

III.2.3.5. Dimensionnement de la paillasse

$$L = 330 \text{ cm.}$$

$$t_g \alpha = \frac{h}{g} = \frac{204}{330} = 0,6182 \rightarrow \alpha = 31,72^\circ ;$$

$$l_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{3,30}{\cos(31,72^\circ)} = 3,88 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = l_0 + l_1 + l_2 = 1,40 + 3,88 + 1,45 = 6,73 \text{ m}$$

D'où :

$$\frac{673}{30} \leq e_p \leq \frac{673}{20} \Rightarrow 22,43 \text{ cm} \leq e_p \leq 33,65 \text{ cm}$$

Dou On prend :

$$e = 23$$

Remarque

On adopte la même épaisseur que la paillasse pour les deux paliers de repos.

Soit :

$$e_p = 23 \text{ cm}$$

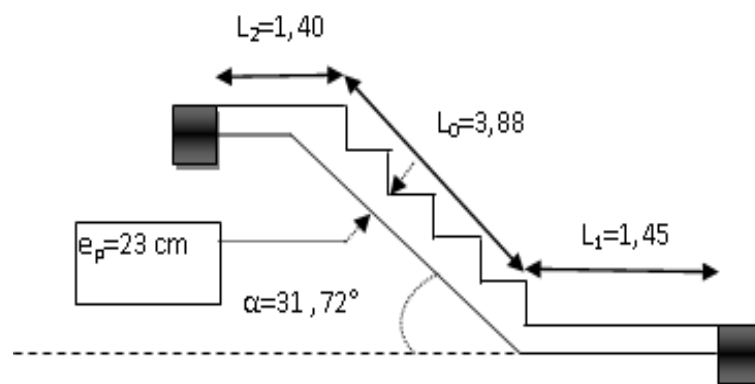


Figure III.2.3 : Coupe verticale de la volée d'étage courant

III.2.4. Détermination des charges de calcul

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L' = 6,15 \text{ m}$.

On considère que l'escalier est semi-encasté à ses deux extrémités (ses deux appuis).

*III.2.4.1. Evaluation des charges***PALIER***Charge permanent*

Carrelage	(e=2.0cm)	(0,020)	(22)	= 0,44 kN/m ²
Mortier de Pose	(e =1,5cm)	(0,015)	(20)	= 0,30 kN/m ²
lit de sable	(e=2.0cm)	(0,02)	(18)	= 0,36kN/m ²
Dalle pleine	(e=25.cm)	(0,23x25)		=5,75kN /m ²
			G₁	= 6,85kN /m²

Charge d'exploitation

$$\mathbf{Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2}$$

PAILLASSE*Charge permanent*

Poids propre de la pailleasse	(0,25)	(23)/cos α	= 6,75kN/m ²	
Poids propre de la marche	(0,17)	(25)/2	= 2,12 kN/m ²	
Mortier de pose	(0,015)	(20)	= 0,30 kN/m ²	
Carrelage	(0,02)	(22)	= 0,44 kN/m ²	
Couche de sable	(0,02)	(18)	= 0,36 kN/m ²	
Garde corps métallique			= 0,60 kN/m ²	
			G₂	=10,57kN/m²

Charge d'exploitation

$$\mathbf{Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2}$$

III.2.4.2. Combinaison des charges

$$\mathbf{1- ELU} \quad q_{u_1} = 1,35 \times G_1 + 1,5 \times Q_1 = 13 \text{ kN / m}$$

$$q_{u_2} = 1,35 \times G_2 + 1,5 \times Q_2 = 18 \text{ kN / m}$$

$$\mathbf{2- ELS} \quad q_{s_1} = G_1 + Q_1 = 9,35 \text{ kN / m}$$

$$q_{s_2} = G_2 + Q_2 = 13,07 \text{ kN / m}$$

Charge des murs extérieures = 2,36kN.m

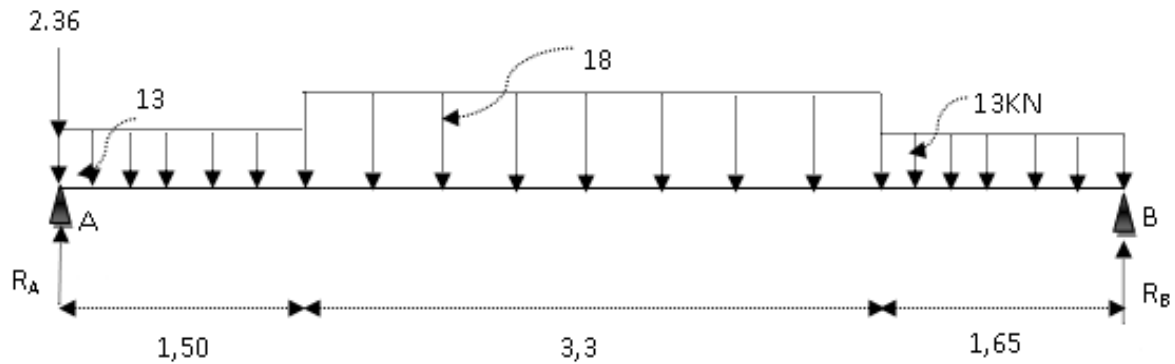


Figure III.2.4: Schéma statique à l'ELU

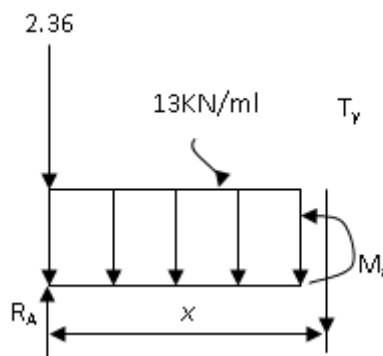
III.2.4.3. Etat limite ultime

- Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (13 \times 1,50) + (18 \times 3,3) + (13 \times 1,65) + 2,36 = 102,71 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (13 \times 1,5 \times 1,5/2) + (18 \times 3,3 \times 3,15) + (13 \times 1,65 \times 5,625) - 6,45 R_B = 0$$

$$R_A = 52,7 \text{ KN} ; R_B = 50 \text{ KN}$$



- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$:

$$T_y = -13x + 52,7 - 2,36 \Rightarrow T_y = +50,34 \text{ KN} \quad x = 0$$

$$T_y = 30,84 \text{ KN} \quad x = 1,5 \text{ m}$$

$$M_z = -13 \frac{x^2}{2} + 52,7x - 2,36x \Rightarrow M_z = 0 \quad \text{pour } x = 0$$

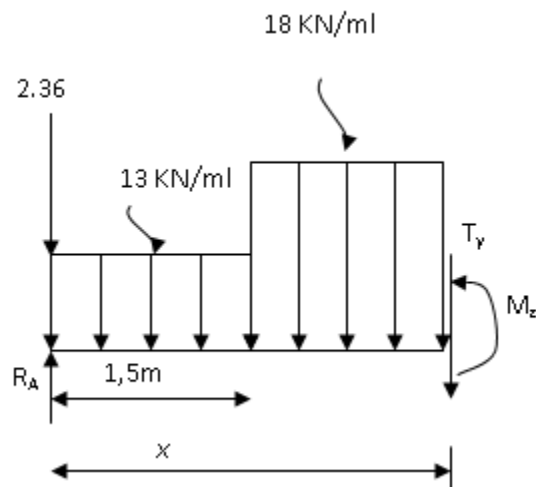
$$M_z = 60,88 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1,5$$

2^{ème} tronçon : $1,50m \leq x \leq 4,8m$:

$$T_y = -18(x-1,5) - (13 \times 1,5) + 52,7 - 2,36$$

$$T_y = -18x + 57,84 \quad T_y = +30,84 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 1,5m$$

$$T_y = -28,56 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 4,8m$$



$$M_z = 52,7x - 2,36x - (13 \times 1,5) \left(x - \frac{1,50}{2} \right) - 18 \frac{(x-1,50)^2}{2}$$

$$M_z = -9x^2 + 57,84x - 5,625$$

$$M_z = 60,88 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1,5m$$

$$M_z = 64,8 \text{ pour } x = 4,8m$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -18x + 57,84 = 0$$

$$\Rightarrow x = 3,21 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3,21m$.

Donc :

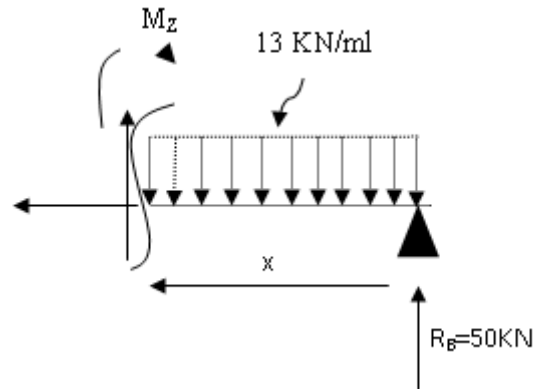
$$M_z^{max} = -9(3,21)^2 + 57,84(3,21) - 5,625$$

$$M_z^{max} = 87,3 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -26,19 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 74,2 \text{ KN.m}$

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,65 \text{ m}$:



$$T_y = 13x - 50 \quad \Rightarrow \quad T_y = -50 \text{ KN} \quad x = 0$$

$$T_y = -28,55 \text{ KN} \quad x = 1,65 \text{ m}$$

$$M_z = -13 \frac{x^2}{2} + 50x \Rightarrow M_z = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \\ M_z = 64,8 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1,65 \text{ m} \end{array} \right.$$

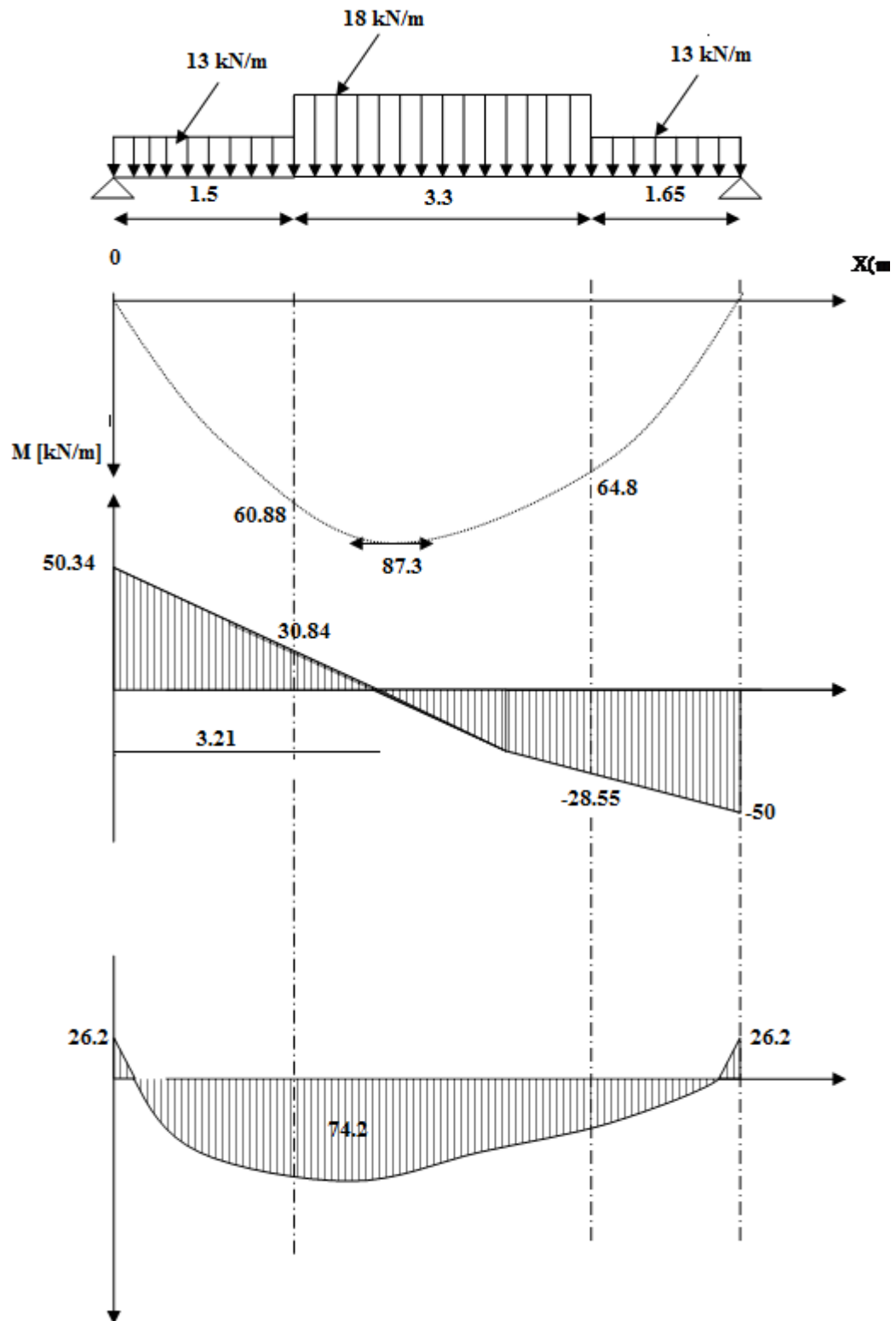
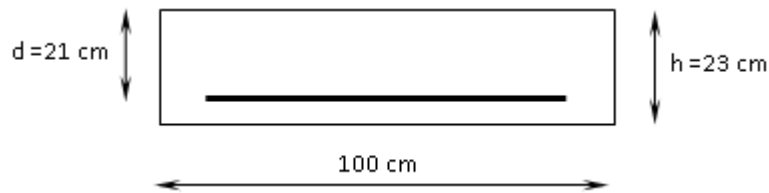


Figure III.2.5 : Diagrammes des moments et des efforts internes

Le calcul à l'ELU se fera pour une bande de 1 m d'embranchement.

- *Armatures longitudinales*



Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,2 \times 1000}{100 \times 21^2 \times 142} = 0,0418$$

$$\mu_a = 0,0418 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,0418 \longrightarrow \beta = 0,979 \quad ; \quad \alpha = 0,0536$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,2 \times 10}{0,979 \times 21 \times 348} = 3,66 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 7HA10 ($A_a = 5,49 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

En travée :

Le moment max de la paillasse $M_{\max} = 74,2 \text{ KN.m}$

Donc $M_t = 74,2 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{74,2 \times 1000}{100 \times 21^2 \times 142} = 0,1185$$

$$\mu_t = 0,1185 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,1185 \longrightarrow \beta = 0,937, \alpha = 0,1574$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{74,2}{0,937 \times 21 \times 348} = 10,8 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA16 ($A_a = 12,06 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 17 \text{ cm}$.

- *Vérification à l'ELU*

Condition de non fragilité (BEAL 99, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 5,49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travées : } A_t = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,53 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

- **Armatures de répartition**

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ($A_{rt} = 3,93 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- *Espacement des barres*

Armatures principales

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 15 \text{ cm} \\ \text{Min } \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{- En travées : } e = 17 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Min } \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{- En travées : } e = 20 \text{ cm}$$

- *Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1)*

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{50,34}{1000 \times 1 \times 210} = 0,239 \text{ Mpa}$$

Avec T_{umax} : effort tranchant maximal

$$T_{\text{umax}} = 50,34 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,239 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- *Justification des sections d'appuis (BAEL 99, Art 5-1-3)*

$$A_s \geq \frac{T_{\text{umax}}}{f_{su}} = \frac{50,34 \times 1000}{348 \times 100} = 1,446 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5,49 \text{ cm}^2 > 1,446 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- *Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99, Art A.6.1.3)*

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{5034}{0,9 \times 210 \times 30,14} = 0,884$$

$\tau_{se} = 0,884 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres (A-6-1-23)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,437 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_S = 50\Phi = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_S$

$$L_a = 0,4 \times 80 = 32 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 32 \text{ cm}$$

III.2.4.4. Calcul à l'état limite de service (ELS)

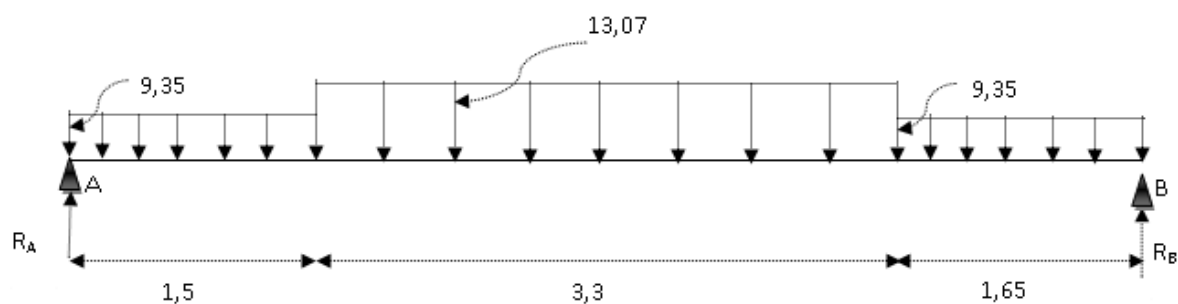


Figure III.2.6: Schéma statique à l'ELS

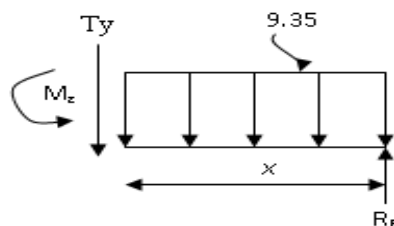
- **Calcul des réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = (9,35 \times 1,50) + (13,07 \times 3,3) + (9,35 \times 1,65) + 2,36 = 74,94 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (9,35 \times 1,5 \times 1,5/2) + (13,07 \times 3,3 \times 3,15) + (9,35 \times 1,65 \times 5,625) - 6,45 R_B$$

$$R_A = 38,79 \text{ KN}$$

$$R_B = 36,15 \text{ KN}$$

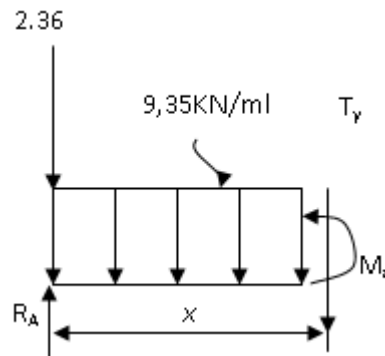


- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5\text{m}$:

$$T_y = -9,35x + 38,79 - 2,36 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = + 36,43 \text{ KN } x = 0 \\ T_y = 22,4 \text{ KN } \quad x = 1,5\text{m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -9,35 \frac{x^2}{2} + 38,79x - 2,36x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \quad \text{pour } x = 0 \\ M_z = 44,13 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1,5\text{m} \end{array} \right.$$



2^{ème} tronçon : $1,50\text{m} \leq x \leq 4,8\text{m}$:

$$T_y = -13,07(x-1,5) - (9,35 \times 1,5) + 38,79 - 2,36$$

$$T_y = - 13,07 x + 42,01$$

$$T_y = +22,4 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 1,5\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_y = +22,4 \text{ KN} \\ T_y = - 20,72 \text{ KN} \end{array} \right\} \quad \text{pour } x = 4,8\text{m}$$

$$M_z = 38,79x - 2,36 x - (9,35 \times 1,5)(x - \frac{1,50}{2}) - 13,07 \frac{(x-1,50)^2}{2}$$

$$M_z = -6,535 x^2 + 42,01x - 4,1857$$

$$M_z = 44,13 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1,5\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_z = 44,13 \text{ KN.m} \\ M_z = 46,89 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \quad \text{pour } x = 4,8\text{m}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -13,07x + 42,01 = 0$$

$$\Rightarrow x = 3,21\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3,21\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -6,535(3,21)^2 + 42,01(3,21) - 4,1857$$

$$M_z^{max} = 63,33\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -18,99\text{KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 53,83\text{KN.m}$

3^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,65\text{m}$:

$$T_y = 9,35x - 36,15 \quad T_y = \begin{cases} -36,15\text{KN} & x = 0 \\ -20,72\text{KN} & x = 1,65\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 9,35 \frac{x^2}{2} - 36,15x \Rightarrow M_z = \begin{cases} 0 & \text{pour } x = 0 \\ 46,92\text{KN.m} & \text{pour } x = 1,65\text{m} \end{cases}$$

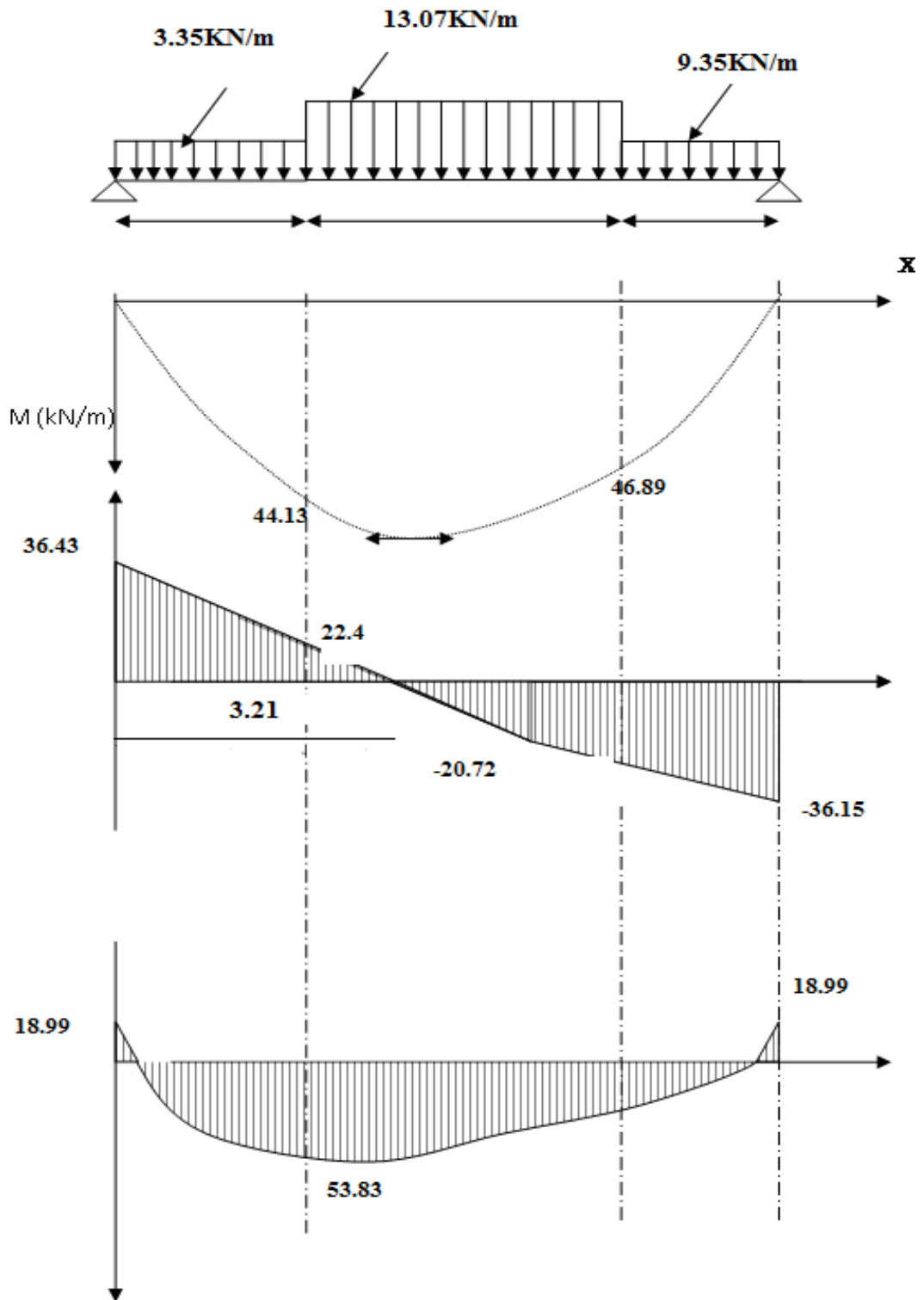


Figure III.2.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts trancha

- *Vérification à l'ELS***Armatures longitudinales**- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{18990}{100 \times 21^2 \times 142} = 0,0303$$

$$\mu_a = 0,0303 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,0303 \longrightarrow \beta_1 = 0,786, \alpha_1 = 0,642$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18990}{0,786 \times 21 \times 348} = 3,306 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < 5,49 \text{ cm}^2$. donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **En travée :**

Donc $M_t = 53,83 \text{ KN.m}$

On opte pour : 6H₁₆ (A_t = 12,06cm²) avec un espacement de S_t = 17cm.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{53830}{100 \times 21^2 \times 142} = 0,0859$$

$$\mu_t = 0,0859 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,0859 \longrightarrow \beta_1 = 0,729 \quad \alpha_1 = 0,813$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{53830}{0,729 \times 21 \times 348} = 10,10 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 10,10 \text{ cm}^2 < A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$. Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- *Vérification des contraintes dans le béton et les aciers*

$$M_t = 53,83 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travées :

$$A_{st} = 10,10 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 10,10}{100 \times 21} = 0,481$$

$$\rho_1 = 0,481 \Rightarrow \beta_1 = 0,895, \alpha_1 = 0,315 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,315}{15(1-0,315)} = 0,030656$$

$$\alpha_1 = 0,315 \Rightarrow K = 0,030656$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{53,83 \times 10^6}{1010 \times 0,895 \times 210} = 283,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,030656 \times 283,36 = 8,693 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,693 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 3,306 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,06}{100 \times 21} = 0,1457$$

$$\rho_1 = 0,1457 \Rightarrow \beta_1 = 0,937, \alpha_1 = 0,189 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,189}{15(1-0,189)} = 0,015536$$

$$\alpha_1 = 0,189 \Rightarrow K = 0,015536$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{18,99 \times 10^6}{330,6 \times 0,937 \times 210} = 292 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,015536 \times 292 = 4,536 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,536 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a) } \frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,25}{7,03} = 0,03556 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L'} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La 1^{ère} condition non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{7030}{500} = 14,06 \text{mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \text{ ou } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

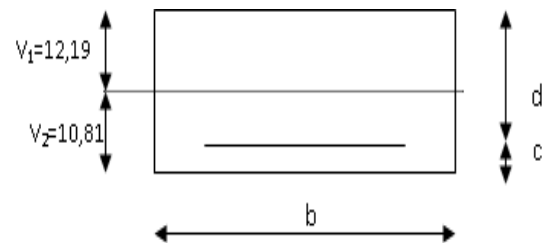
$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 23^2}{2} + 15 \times 12,06 \times 21}{100 \times 23 + 15 \times 12,06} = 12,19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 23 - 12,19 = 10,81 \text{cm}$$

D'où:



$$I_0 = \frac{100}{3}(12,19^3 + 10,81^3) + 15 \times 12,06(10,81 - 2)^2$$

$$I_0 = 116526,75 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{12,06}{100 \times 21} = 0,00574$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00574} = 1,46 \quad B_0 = b \quad (\text{section rectangulaire})$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00574 \times 348 + 2,1} = 0,46 \right\} = 0,46$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 116526,75}{1 + 1,45 \times 0,46} = 76892,28 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}}$$

$$f = \frac{53,83 \times 10^6 \times 7030^2}{10 \times 32164,19 \times 76892,28 \times 10^4} = 10,75 \text{ mm}$$

$$f_i = 10,75 \leq \bar{f} = 14,06$$

Donc $f < \bar{f}$ condition vérifiée.

- *Etat limite d'ouverture des fissures :BAEL 99, Art A.5.34*

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

III.2.5. Escaliers de l'étage courant

III.2.5.1. Dimensionnement

Avec une hauteur de la volée de 1,44m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{est le plus courant } (14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}) \\ g : \text{est le plus courant } (59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches $h = 16 \text{ cm}$

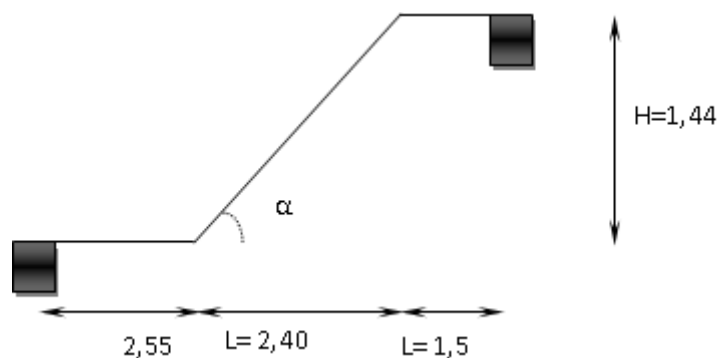


Figure III.2.8 : Schéma statique

III.2.5.2. Nombre de contre marches

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{144}{16} = 9 \rightarrow \text{on prend } n=9 \text{ contre marche}$$

Donc : $h=16$

III.2.5.3. Nombre de marches

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On prend $g=30\text{cm}$. Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL

LOI DE BLONDEL

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable ; qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.64$

- Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 64 \text{ cm} ;$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 16 \leq 64 \text{ cm} ; \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 62 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée ;}$$

III.2.5.4. Emmarchement

La largeur du palier de repos $l_1=1,40\text{m}$

$$E = 1,40\text{m}.$$

III.2.5.5. Dimensionnement de la paillasse

$$L = 240 \text{ cm}.$$

$$t_g \alpha = \frac{h}{g} = \frac{144}{210} = 0,6857 \rightarrow \alpha = 34,43^\circ$$

$$l_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 34,43^\circ} = 2,91\text{m}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = l_0 + l_1 = 2,55 + 2,9 + 1,50 = 6,95\text{m}$$

D'où

$$\frac{670}{30} \leq e_p \leq \frac{670}{20} \Rightarrow 22,33\text{cm} \leq e_p \leq 33,5\text{cm}$$

D'où On prend

$$e_p = 23\text{cm}.$$

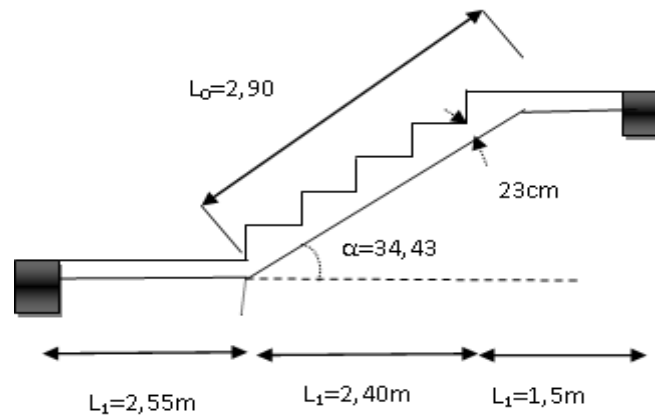


Figure III.2.9: Coupe verticale de la volée d'étage courant

III.2.5.6. Détermination des charges de calcul

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L' = 6,95\text{m}$.

On considère que l'escalier est semi-encasté à ses deux extrémités (ses deux appuis).

- Charges permanentes

Sont déjà calculer au RDC

$$G_{\text{palier}} = 6,85 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{paillasse}} = 10,57 \text{ kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation

$$Q_2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

- Combinaison des charges

ELU :

$$q_{u_1} = 1,35 \times G_1 + 1,5 \times Q_1 = 13 \text{ kN/m}$$

$$q_{u_2} = 1,35 \times G_2 + 1,5 \times Q_2 = 18 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{s_1} = G_1 + Q_1 = 9,35 \text{ kN/m}$$

$$q_{s_2} = G_2 + Q_2 = 13,07 \text{ kN/m}$$

III.2.6. Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants a ELU

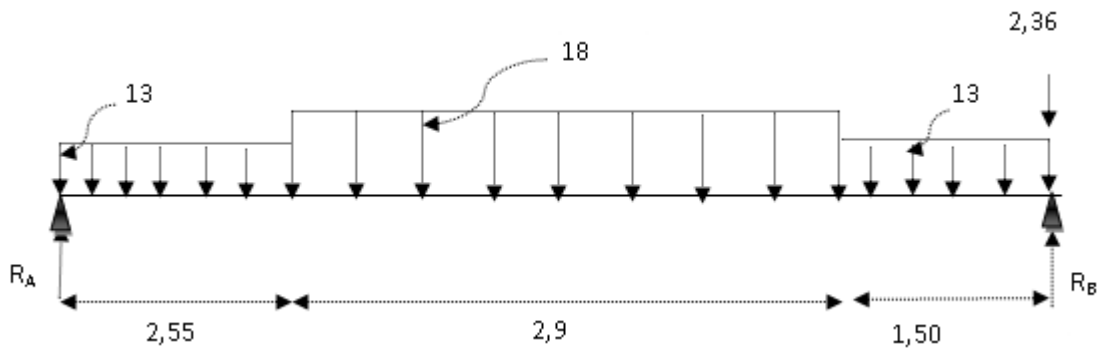


Figure III.2.10: Schéma statique à l'ELU

III.2.6.1. Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 107,21 \text{KN.}$$

$$R_A = 51,33 \text{ KN.}$$

$$R_B = 55,88 \text{KN.}$$

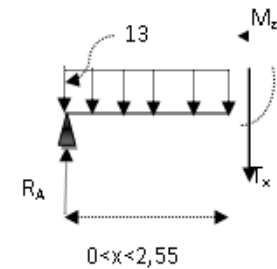
III.2.6.2. Calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant

- Effort tranchant

1^{er} traçant : $0 < x < 2,55$

$$\left(\frac{f}{y} \right) = 0 \Rightarrow T_x + 51,33 - 13x = 0 \Rightarrow T_x = -13x + 51,33$$

$$\left. \begin{array}{l} X=0 \quad T(0) = +51,33 \text{ KN} \\ X=2,55 \quad T(2,55) = +18,2 \text{ KN} \end{array} \right\}$$



1^{er} traçant

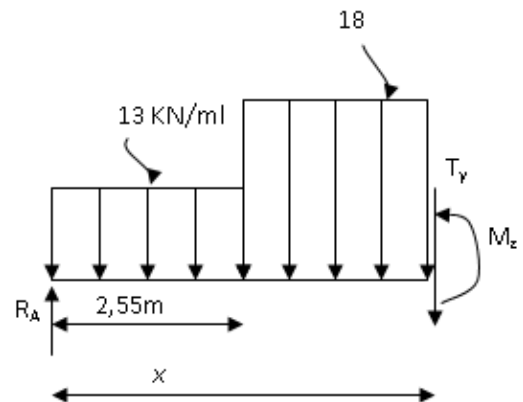
$$M_z = -13 \frac{x^2}{2} + 51,33x \quad \left. \begin{array}{l} M_z = 0 \quad \text{pour } x = 0 \\ M_z = 88,62 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 2,55\text{m} \end{array} \right\}$$

2^{ème} tronçon : $2,55m \leq x \leq 5,45m$:

$$T_y = -18(x-2,55) - (13 \times 2,55) + 51,33$$

$$T_y = -18x + 64,08$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = +18,2 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 2,55m \\ T_y = -34,02 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 5,45m \end{array} \right.$$



2^{ème} traçant

$$M_z = 51,33x - (13 \times 2,55)(x - \frac{2,55}{2}) - 18 \frac{(x - 2,55)^2}{2}$$

$$M_z = -9x^2 + 64,08x - 16,2525$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 88,63 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 2,55m \\ M_z = 65,66 \quad \text{pour } x = 5,45m \end{array} \right.$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -18x + 64,08 = 0$$

$$\Rightarrow x = 3,56 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3,56m$.

Donc :

$$M_z^{max} = -9 (3,56)^2 + 64,08 (3,56) - 16,2525$$

$$M_z^{max} = 97,8 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

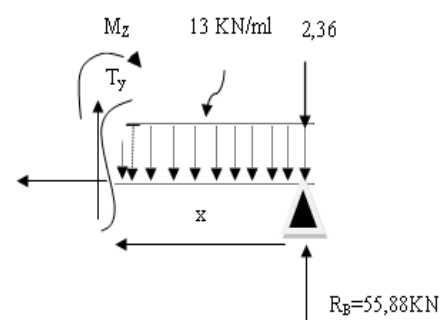
- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -29,34 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 83,13 \text{ KN.m}$

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,5 \text{ m}$:

$$T_y = 13x - 53,52 \Rightarrow T_y = -53,52 \text{ KN} \quad x = 0$$

$$T_y = -34,02 \text{ KN} \quad x = 1,5 \text{ m}$$



$$M_z = -13 \frac{x^2}{2} + 53,52x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 & M_z = 0 \\ \text{pour } x = 1,5\text{m} & M_z = 65,66 \text{ KN.m} \end{cases} \longrightarrow$$

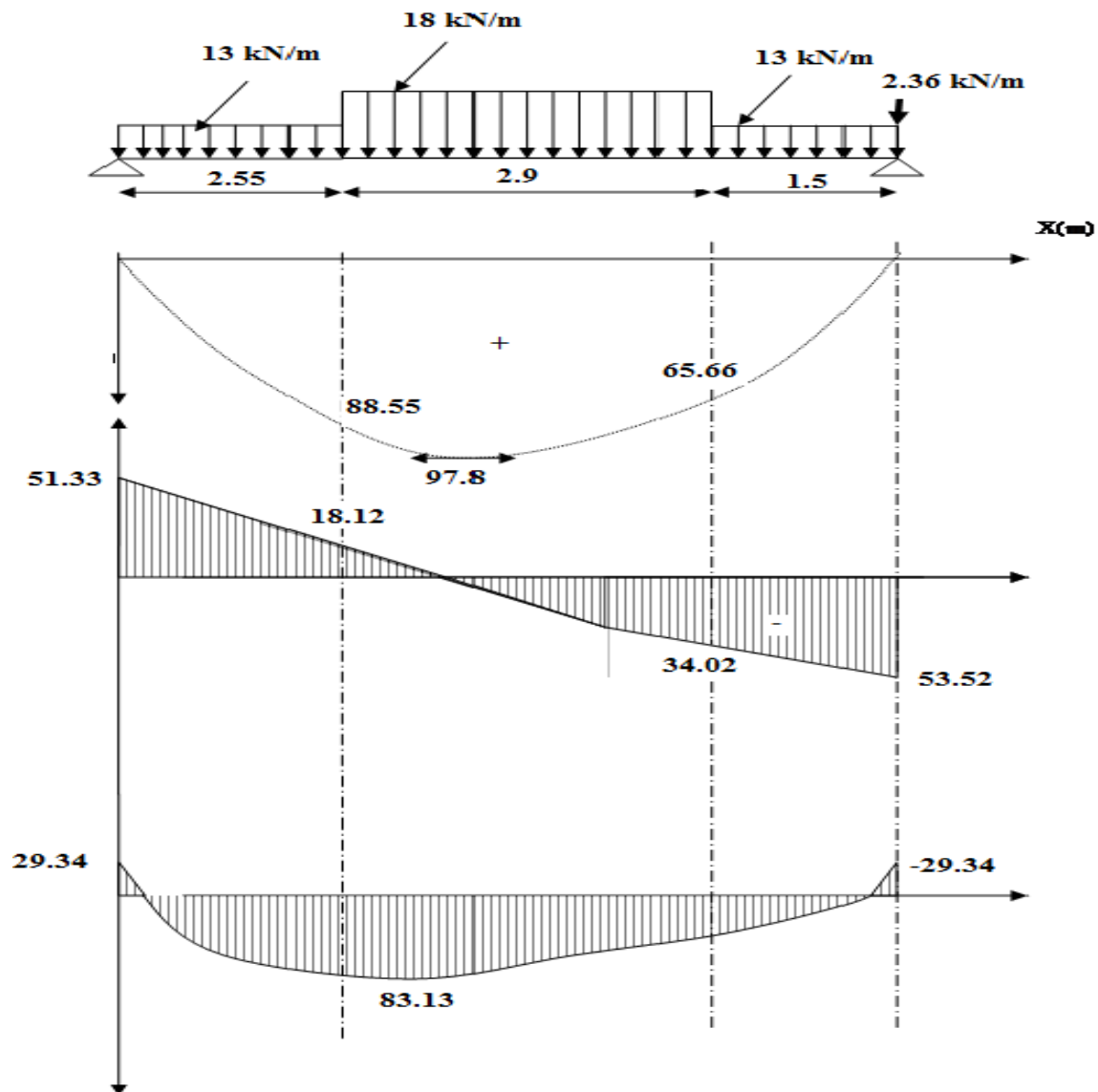


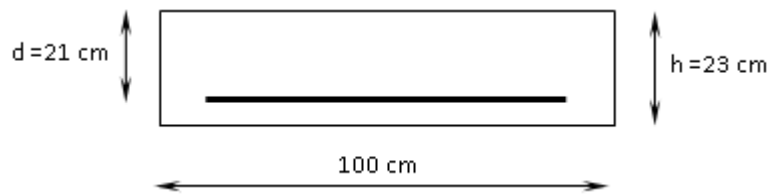
Figure III.2.11: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU

III2.6.3. Calcul des armatures (ELU)

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

- *Armatures longitudinales*

Aux appuis :



$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{29340}{100 \times 21^2 \times 142} = 0,047$$

$$\mu_a = 0,047 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,047 \longrightarrow \beta = 0,976 \alpha = 0,0589$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29340}{0,976 \times 21 \times 348} = 4,11 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA10 ($A_a = 4,71 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 16 \text{ cm}$.

En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{83130}{100 \cdot 21^2 \cdot 142} = 0,133$$

$$\mu_t = 0,133 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,133 \longrightarrow \beta = 0,9285$$

$$A_{st} = \frac{83130}{0,9285 \times 21 \times 348} = 12,25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 7HA16 ($A_{st} = 14,07 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 14 \text{ cm}$.

- Vérification à L'ELU

Condition de non fragilité (BEAL 99, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = 2,53 \text{ cm}^2$$

- ✓ Aux appuis : $A_a = 4,71\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,53\text{cm}^2$
- ✓ En travées : $A_t = 14,07\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,53\text{cm}^2$

La condition est vérifiée

Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{14,07}{4} = 3,52\text{cm}^2$$

On opte pour 7HA8 ($A_{rt} = 352\text{cm}^2$), avec $S_t = 14\text{cm}$.

Espacement des barres

ARMATURES PRINCIPALES

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 16\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 14\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

ARMATURES DE REPARTITION

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 14\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 14\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1)

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{53520}{1000 \times 0.9 \times 210} = 0,283 \text{ Mpa}$$

Avec T_{umax} : effort tranchant maximal

$$T_{\text{umax}} = 53,52 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{3,33, 5\text{MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,283 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Justification des sections d'appuis (BAEL 99, Art 5-1-3)**

$$A_s \geq \frac{T_{\text{umax}}}{f_{\text{su}}} = \frac{53520}{348 \times 100} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 1 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{53520}{0,9 \times 210 \times 188,4} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres (A-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 36 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 50\Phi = 50 \times 1 = 50 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$$

III.2.7. Calcul à l'état limite de service (ELS)

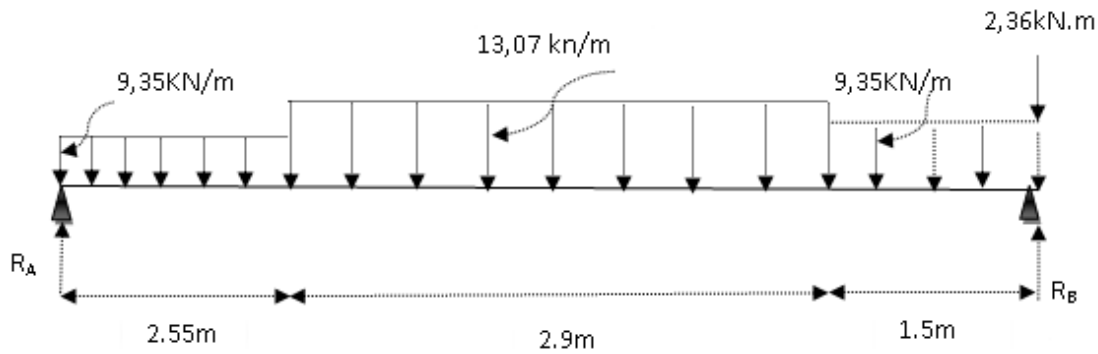


Figure III.2.12: Schéma statique à l'ELS

III.2.7.1. Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 78,13 \text{ KN.}$$

$$R_A = 37,07 \text{ KN.}$$

$$R_B = 41,06 \text{ KN.}$$

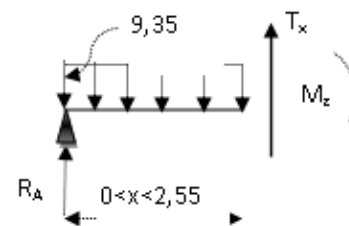
III.2.7.2. Calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant

- Effort tranchant

1^{er} traçant : $0 < x < 2,55$

$$T_x = -9,35X + 37,07$$

$$\left. \begin{aligned} X=0 \quad T(0) &= 37,07 \text{ KN} \\ X=2,55 \quad T(2,55) &= 13,2275 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$



1^{er} traçant

$$M_z = -9,35 \frac{x^2}{2} + 37,07x \quad M_z \neq 0$$

$$\left. \begin{aligned} \text{pour } x = 0 \\ M_z = 64,1293125 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 2,55\text{m} \end{aligned} \right\}$$

2^{ème} tronçon : $2,55\text{m} \leq x \leq 5,45\text{m}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = -13,07(x-2,55) - (9,35 \times 2,55) + 37,07 \\ T_y = -13,07x + 46,556 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} T_y = +13,2275 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,55\text{m} \\ T_y = -24,6755 \text{ KN} & \text{pour } x = 5,45\text{m} \end{array} \right.$$

$$M_z = 37,07x - (9,35 \times 2,55)\left(x - \frac{2,55}{2}\right) - 13,07 \left(\frac{x^2}{2} - 2,55x \right)$$

$$M_z = -6,535x^2 + 46,556x - 12,09465$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_z = 64,1293125 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,55\text{m} \\ M_z = 47,53 & \text{pour } x = 5,45\text{m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -13,07x + 46,556 = 0$$

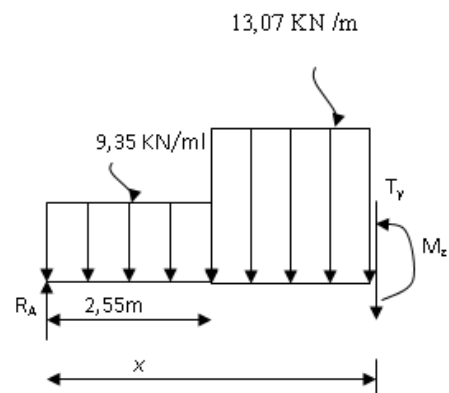
$$\Rightarrow x = 3,56 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3,56\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -6,535(3,56)^2 + 46,556(3,56) - 12,09465$$

$$M_z^{max} = 70,82 \text{ KN}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -21,25 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 60,2 \text{ KN.m}$

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

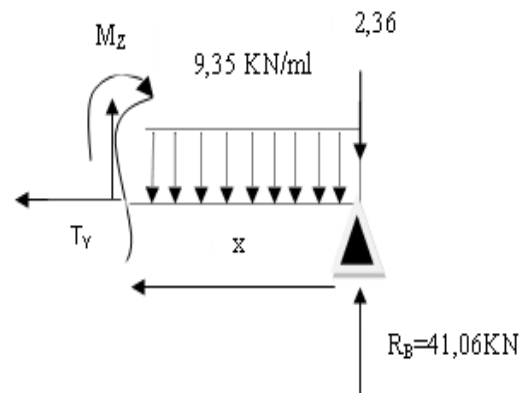
$$T_y = 9,35x - 41,06 + 2,36$$

$$\Rightarrow T_y = -38,7 \text{ KN} \quad x = 0$$

$$T_y = -24,675 \text{ KN} \quad x = 1,5 \text{ m}$$

$$M_z = -9,35 \frac{x^2}{2} + 41,06x - 2,36x$$

$$\begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 47,53 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1,5 \text{ m} \end{cases}$$



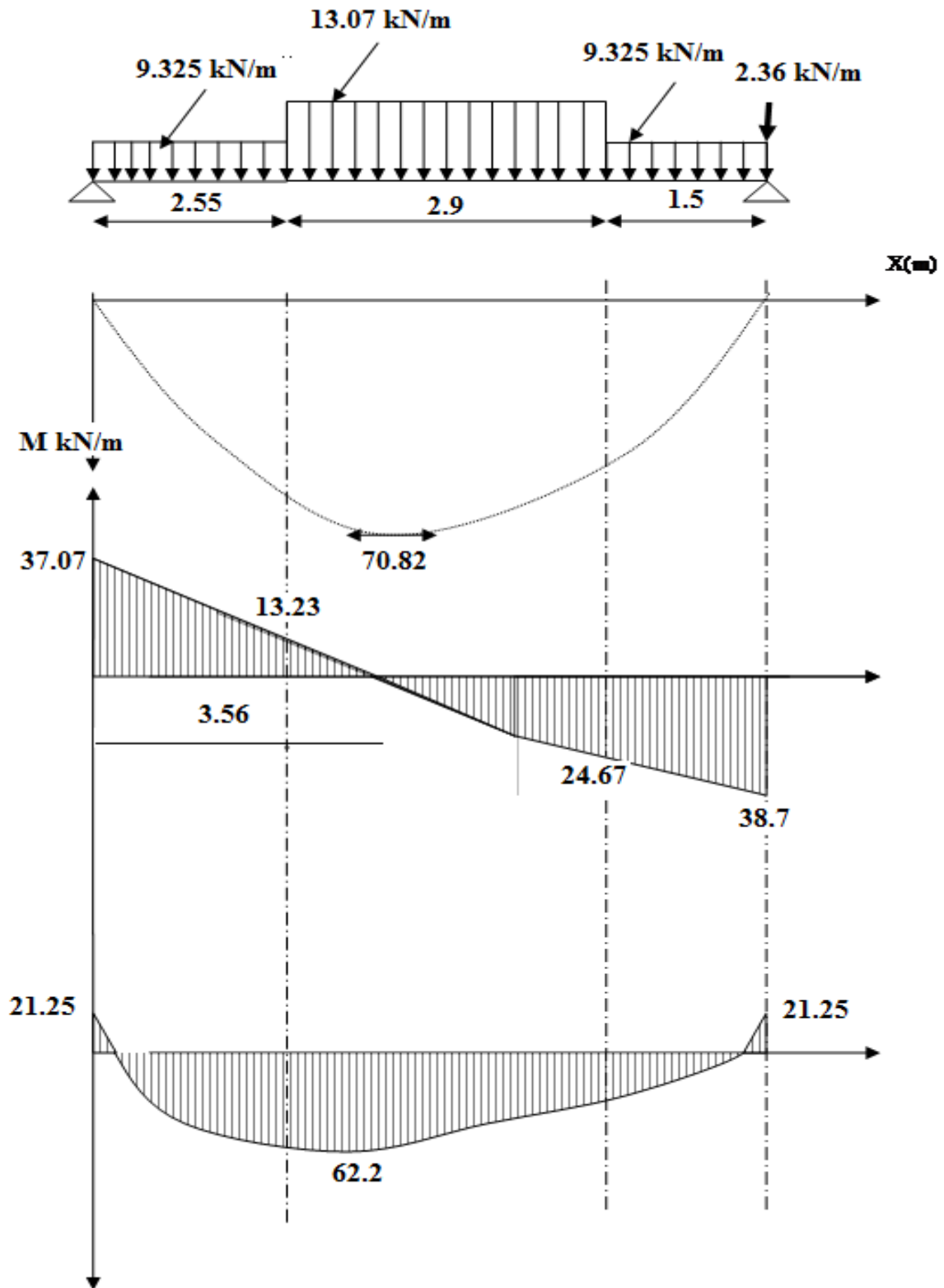


Figure III.2.13 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU

III.2.7.3. Vérification à l'ELS**- Armatures longitudinales****Aux appuis :**

$$\mu_{sa} = \frac{M_{sa}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{21250}{100 \times 21^2 \times 14} = 0,0339$$

$$\mu_{sa} = 0,0339 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{sa} = 0,0339 \longrightarrow \beta_1 = 0,779$$

$$A_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21250}{0,779 \times 21 \times 348} = 3,73 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} < 4,71 \text{ cm}^2$. Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

En travée :

$$\mu_{st} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{60200}{100 \cdot 21^2 \cdot 14} = 0,0961$$

$$\mu_{st} = 0,0961 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{st} = 0,0961 \longrightarrow \beta = 0,724$$

$$A_{st} = \frac{60200}{0,724 \times 21 \times 348} = 11,37 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < 14,07 \text{ cm}^2$. Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$$M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 70,82 = 60,2 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travées :

$$A_{st} = 14,07 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 21} = 0,67$$

$$\rho_1 = 0,67 \Rightarrow \beta_1 = 0,880, \alpha_1 = 0,360 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,36}{15(1-0,36)} = 0,0375$$

$$\alpha_1 = 0,36 \Rightarrow K = 0,0375$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{60,2 \times 10^6}{1407 \times 0,88 \times 210} = 231,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,0375 \times 231,53 = 8,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$M_a = 0,3 M_z^{\max} = 21,25 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 21} = 0,224$$

$$\rho_1 = 0,224 \Rightarrow \beta_1 = 0,924 \text{ et } \alpha_1 = 0,228 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,228}{15(1-0,228)} = 0,019$$

$$\alpha_1 = 0,228 \Rightarrow K = 0,019$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{21,25 \times 10^6}{471 \times 0,924 \times 210} = 232,5 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,019 \times 232,5 = 4,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

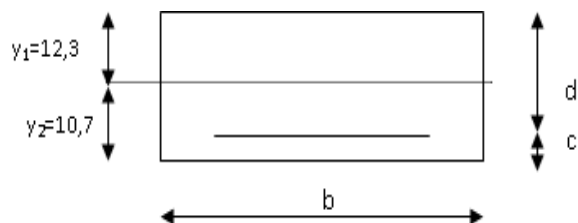
- *Vérification de la flèche*

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,23}{6,95} = 0,033 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Cette condition non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{6950}{500} = 13,9 \text{ mm}$$



Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \text{ ou } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + 15A_t(y_2 - c)^2 \quad y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 23^2}{2} + 15 \times 14,07 \times 21}{100 \times 23 + 15 \times 14,07} = 12,3 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 23 - 12,3 = 10,7 \text{ cm}$$

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3} (12,3^3 + 10,7^3) + 15 \times 14,07 (10,7 - 2)^2$$

$$I_0 = 118838,04 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{1407}{100 \times 21} = 0,0067$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0067} = 1,254$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0067 \times 348 + 2,1} \right\} = 0,678$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 118838,04}{1 + 1,254 \times 0,678} = 70652,36 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{60,2 \times 10^6 \times 6950^2}{10 \times 32164,19 \times 70652,36 \times 10^4} = 12,79 \text{ mm}$$

$$f_i = 12,79 \leq \bar{f} = 13,9 \text{ mm}$$

Donc $f < \bar{f}$ condition vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 99, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire

III.3. Calcul de la poutre palière

La poutre palière, de section est rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier (à mi-étage), elle est encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux.

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire, le calcul se fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.

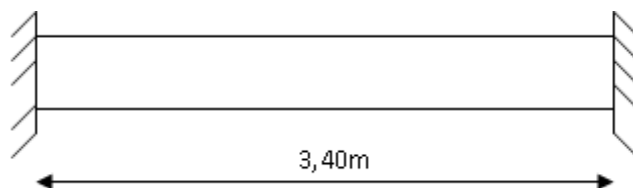


Figure III.3.1 : Schéma de la poutre palière.

III.3.1. pré-dimensionnement

III.3.1.1. Hauteur

(RPA 99 modifié 2003)

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

h_t : Hauteur de la poutre.

L : longueur libre maximale de la poutre entre nus d'appuis ($L = 4,30$ m).

$$\frac{3,40}{15} \leq h_t \leq \frac{3,40}{10} \Rightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 34 \text{ cm}$$

Soit $h_t = 35$ cm

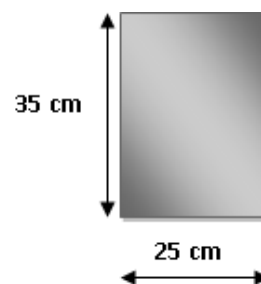
III.3.1.2. Largeur

(RPA 99 modifié 2003)

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit $b = 25$ cm



Vérifications selon l'article (A.7.5) du RPA 99 version 2003

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La poutre palière aura pour dimensions : $(b \times h_t) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.3.2. Détermination des charges et des surcharges

Poids propre de la poutre palière : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,1875 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier:

- Effort tranchant à l'état limite ultime (ELU) : $T_u = 50,34 \text{ KN}$
- Effort tranchant à l'état limite de service (ELS) : $T_s = 36,43 \text{ KN}$

III.3.3. Combinaisons à considérer**A l'ELU**

$$q_u = 1,35 G + 2 (T_u / L) = 1,35 \times (2,187) + 2 \times (50,34 / 3,4) = 32,56 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS

$$q_s = G + 2 (T_s / L) = 2,187 + 2 \times (36,43 / 3,4) = 23,62 \text{ KN/ml}$$

III.3.4. Calcul à l'ELU**III.3.4.1. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant****Moment isostatique**

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 32,56 \times \frac{(3,4)^2}{8}$$

$$M_u = 47,05 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{32,56 \times 3,4}{2} = 55,35 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastremets :

- Moment aux appuis : $M_{ua} = -0,30 M_u = -14,11 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_{ut} = 0,85 M_u = 39,99 \text{ KN.m}$

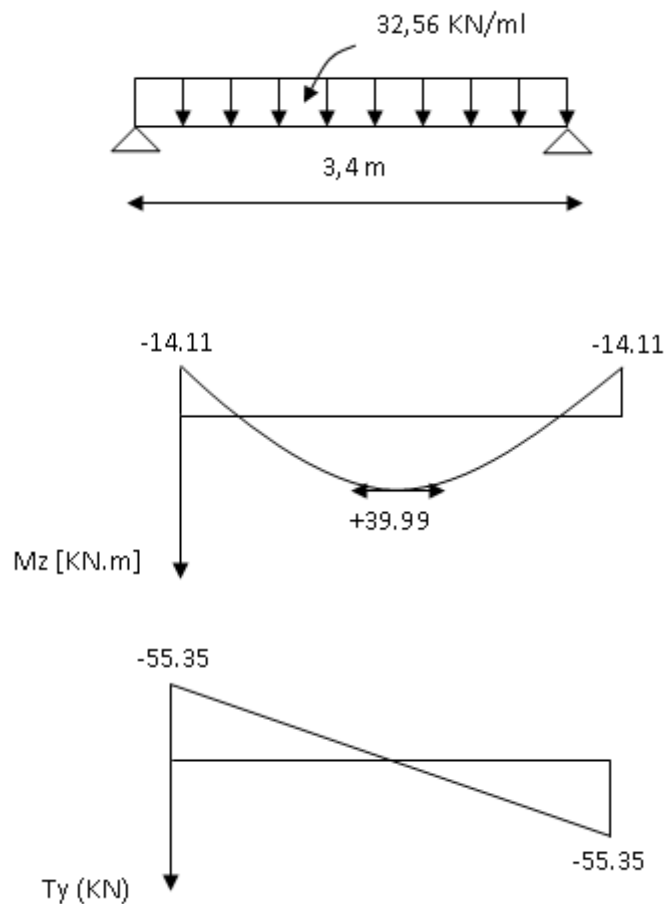


Figure. III.3.2 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).

III.3.4.2. Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

En travée

$$h_t = 35 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{39,99 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,1034$$

$\mu_t = 0,1034 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,1034 \Rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ut} = \frac{39,99 \times 10^3}{0,945 \times 33 \times 348} = 3,6849 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ut} = 3\text{HA}14$ tel que $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{14,11 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,03649$$

$\mu_a = 0,03649 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_a = 0,03649 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ua} = \frac{14,11 \times 10^3}{0,986 \times 33 \times 348} = 1,246 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ua} = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}10$ tel que $A_{ua} = 3,08 + 0,78 = 3,86 \text{ cm}^2$

Article (A.7.5-2-1) du RPA99

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$4,62 + 3,86 = 8,48 \text{ cm}^2 > (0,5 \text{ b h} / 100) = 4,375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.3.4.3 Vérifications à l'ELU**Condition de non fragilité**

[BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 < \min (A_{ua}; A_{ut}) = 3,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant: (Article A.5.2-2 du BAEL 91).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{55350}{250 \times 330} = 0,6709 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,67 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence aux appuis : (Article A.6.1-3 du BAEL 91).

$$\tau_{se} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 2 \times (3,14 \times 1,4) + 1(3,14 \times 1,0) = 11,932 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{55,35 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 1193} = 0,156 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,156 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(Article A.5.1-3-2 BAEL 91).

- Influence sur les aciers

$$\tau_u = 0,67 \text{ Mpa} \quad \text{Min} \left\{ \frac{0,06 f_{c28}}{\gamma_b} ; 1,5 \text{ Mpa} \right\} = 1 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$A_{ua} = \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(55,35 \times 10^3 + \frac{14,11 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) = 295,7179 \text{ mm}^2 = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3,86 \text{ cm}^2 > 2,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant « T_u » n'a pas d'influence sur les armatures.

- Influence sur le béton

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 330 \times 250}{1,5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_u = 55,35 \text{ KN} < \bar{T}_u = 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Ancrage des barres: (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- Longueur de scellement droit en travée

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

- Longueur de scellement droit Aux appuis

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau ($b = 40$ cm) dans lequel l'armature sera ancrée.

- **Longueur d'ancrage en travée**

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

- **Longueur d'ancrage aux appuis**

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

Calcul des armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales: (Article A.7.2-2 du BAEL 91)**

$$\Phi_t < \min \{ \Phi; h/35; b/10 \} = \min \{ 14; 10; 25 \} = 10 \text{ mm}$$

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

- **Espacement des barres en zone nodale: (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).**

$$S_t \leq \min \{ h/4; 12\Phi; 25 \text{ cm} \} = 7,75 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres en zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } S_t = 17 \text{ cm}$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales : (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 17 \times 20 = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,02 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion

On prend : un cadre et un étrier en **HA8** tel que $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

III.3.5. Calcul à l'ELS**III.3.5.1. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant****- Moment isostatique**

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 23,62 \times \frac{(3,4)^2}{8}$$

$$M_s = 3413 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{23,62 \times 3,4}{2} = 40,15 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastres :

$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = -0,30 M_s = -10,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85 M_s = 29,01 \text{ KN.m}$$

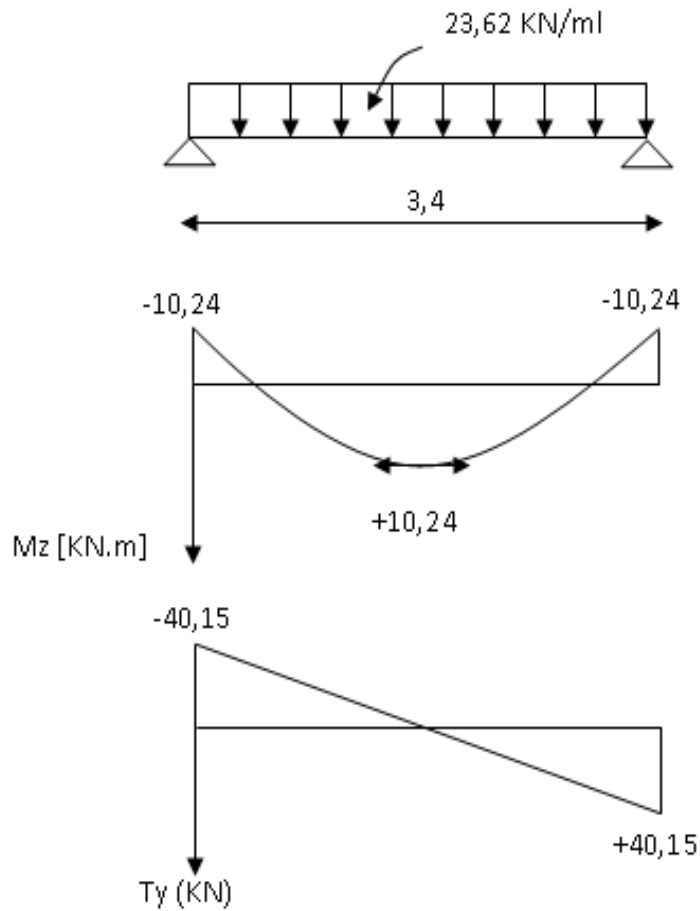


Figure III.3.3: Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).

III.3.5.2. Vérifications à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91)

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

- Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

EN TRAVÉE

$$M_{st} = 29,01 \text{ KN.m} ; A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{ut}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56$$

$$\rho_1 = 0,56 \Rightarrow \beta_1 = 0,888 \Rightarrow k_1 = 29,84$$

$$K = 1/k_1 = 0,0335$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{ut} \beta_1 d} = \frac{34,73 \times 10^3}{4,62 \times 0,888 \times 33} = 256,5 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 8,59 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

AUX APPUIS

$$M_{sa} = 10,24 \text{ KN.m} ; A_{ua} = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{ua}}{bd} = \frac{100 \times 3,86}{25 \times 33} = 0,468$$

$$\rho_1 = 0,468 \Rightarrow \beta_1 = 0,897 \Rightarrow k_1 = 33,31$$

$$K = 1/k_1 = 0,03$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A_{ua} \beta_1 d} = \frac{10,24 \times 10^3}{3,86 \times 0,897 \times 33} = 89,62 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 2,69 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche (état limite de déformation)

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > 0,0625 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{st}}{M_s} = 0,1 \times \frac{29,01}{34,13} = 0,085 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A_{ut}}{b.d} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 0,0056 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, par conséquent, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**

3HA14 filantes pour le lit inférieur.

2HA 14 +1HA10 filantes pour le lit supérieur.

- **Armatures transversales**

1cadre et 1 étrier en **HA8**.

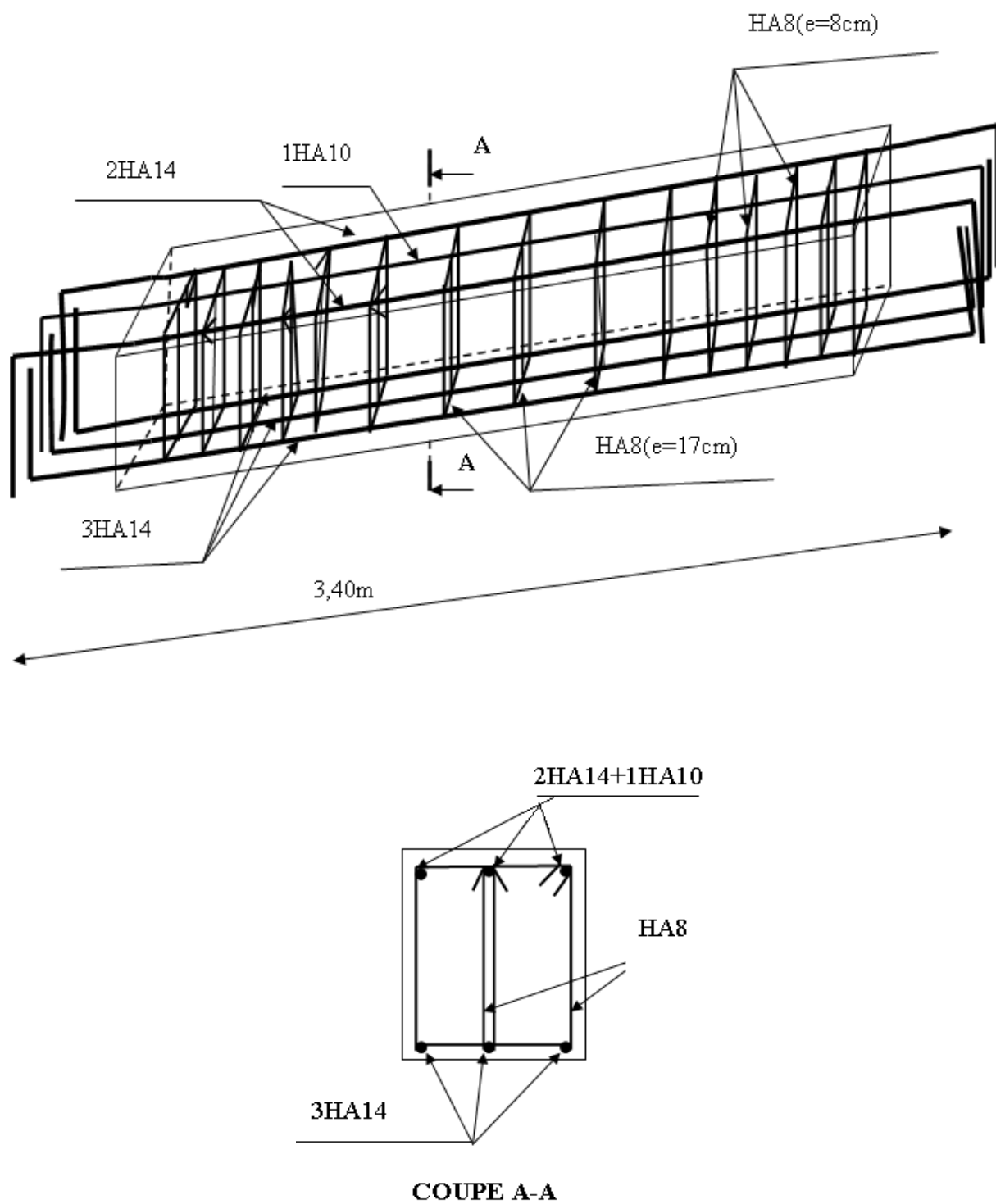


Figure III.3.4: Schéma de Ferrailage de poutre palière

III.4. Calcul des balcons

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.4.1 détermination des charges

CHARGES PERMANENTES

Poids propre de la dalle pleine : $G = (5,55 \text{ KN/m}^2) \times 1 \text{ m} = 5,55 \text{ KN/ml}$

Murs extérieurs : $g = 2,36 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 2,36 \text{ KN/ml}$

CHARGES D'EXPLOITATIONS

Surcharge: $Q = (3,5 \text{ KN/m}^2) \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN}$

III.4.2. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le balcon sera calculé en flexion simple.

III.4.2.1. Combinaison de charge

$$q_u = 1,35 \times 5,55 + 1,5 \times 3,5 = 12,74 \text{ KN/ml}$$

$$g_u = 1,35 \times 2,36 = 3,19 \text{ KN/ml}$$

III.4.2.2. Calcul des efforts internes

- La réaction d'appui

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_u - q_u \times L = 0$$

$$R_A = 3,19 + (12,74 \times 1,5) = 22,3 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = - q_u \times (x) - g_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = - 3,19 \text{ KN} \\ \text{Si } x=1,5 \Rightarrow T_y = -(12,74 \times 1,5) - 3,19 = -22,3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow M_z = - q_u \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_u \times (x)$$

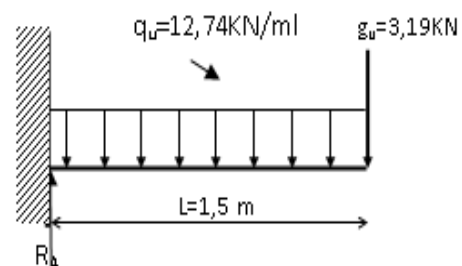
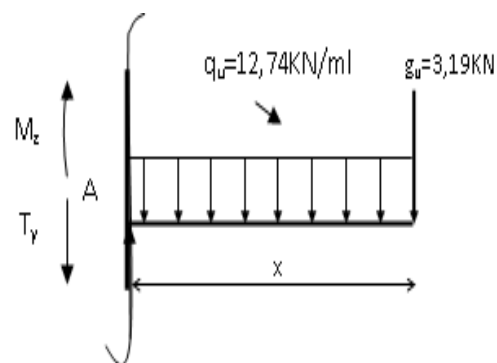


Figure III.4.1: Schéma statique de calcul à l'ELU



$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1,5 \Rightarrow M_z = -12,74 \times 1,5^2 / 2 - 3,19 \times 1,5 = -19,12 \text{ KN.m}$$

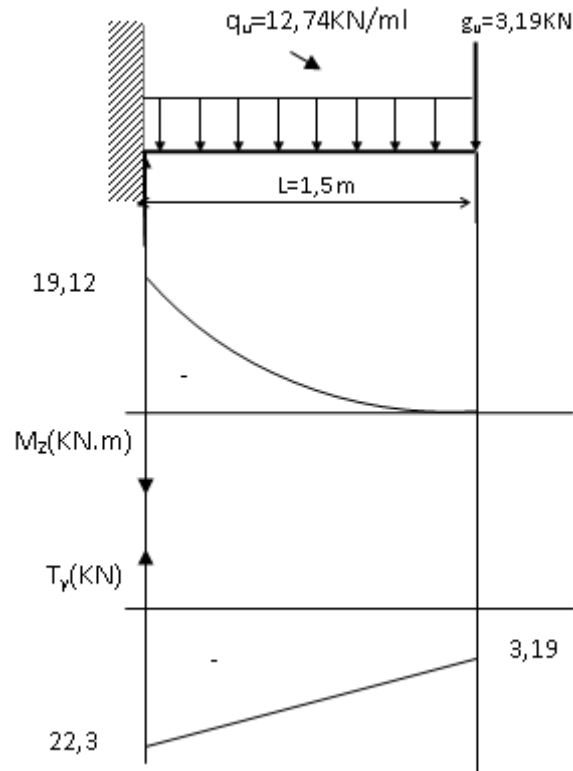


Figure III.4.2 : diagramme des efforts interne

III.4.2.3. Calcul à l'ELU

- Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,12 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,0797$$

$$\mu_u = 0,0797 \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,12 \times 10^3}{0,959 \times 13 \times 348} = 4,407 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12 = 6,78 cm²** avec un espacement de 16 cm

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA8 = 3,02 cm²**

Avec un espacement de 16 cm

III.4.2.4. Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

- **Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)**

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

τ_u contrainte de cisaillement

$$V_u = 22,3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22,3 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,171 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \left(\frac{0,15}{1,5} \times 25 \right), 4 \right\} = \min \{ 2,5, 4 \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,159 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot U_i}$$

U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$U_i = 6 \times \pi \times 1,2 = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,3 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 22,61 \times 10} = 0,8430 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1,5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 0,8430 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)**

• *Armatures longitudinales*

$$l_s = \frac{\times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ tel que } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 48 \text{ cm}$ (0,4 x l_s)

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le **BAEL** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0,4 \times l_s$ pour les barres HA (fe400 ou 500) (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$l_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm}$$

• *Armatures transversales*

$$l_s = \frac{\times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,2 \text{ mm} = 28,2 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le **BAEL** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0,4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$l_c = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres**

• *Armatures longitudinales*

$$S_t \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• *Armatures transversals*

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.2.4. Calcul à l'ELS

- Combinaison de charge

La dalle pleine: $q_s = G+Q = (5,55+3.5) \times 1m$
 $= 9,05 \text{ KN/ml}$

Murs extérieurs : $g_s = 2,36 \times 1m = 2,36 \text{ KN/ml}$

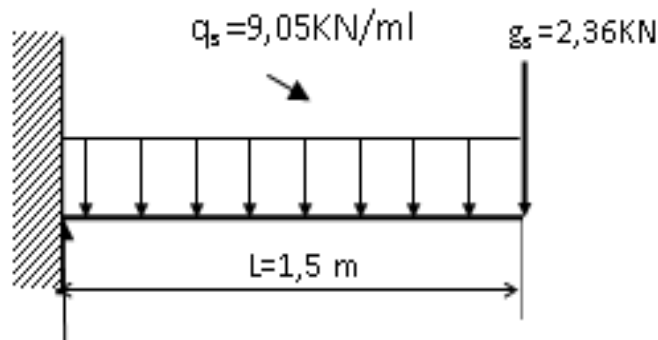


Figure III.4.3 : Schéma statique de calcul à l'ELS

- Calcul des efforts internes

• La réaction d'appui

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_s - (q_s \times L) = 0$$

$$R_A = 2,36 + (9,05 \times 1,5) = 15,935 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

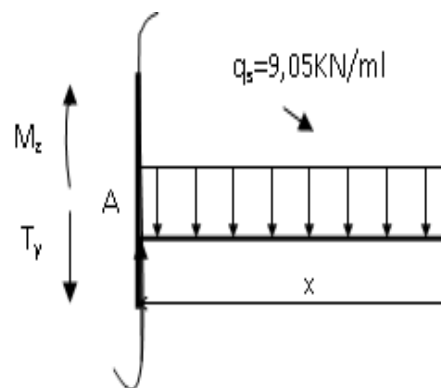
$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = -q_s \times (x) - g_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = -(9,05 \times 0) - 2,36 = -2,36 \text{ KN} \\ \text{Si } x=1,5 \Rightarrow T_y = -15,93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow M_z = -q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_s \times (x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } x=0 \Rightarrow M_s = 0 \text{ KN} \\ \text{Si } x=1,5 \Rightarrow M_s = -13,72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



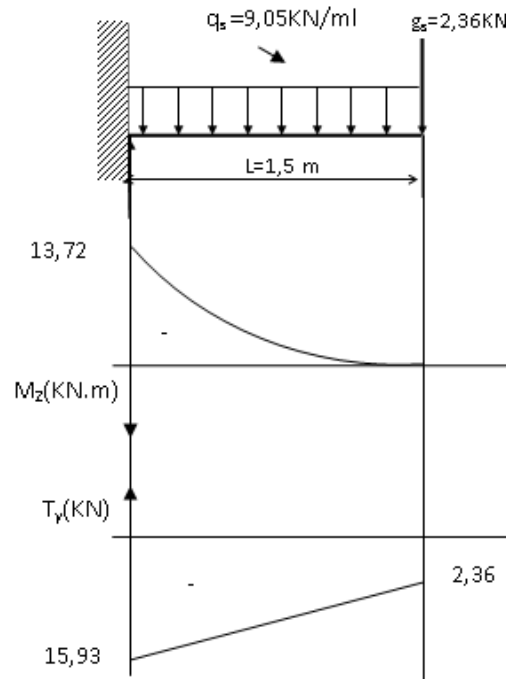


Fig III.4.4. Diagramme des efforts internes à l'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Vérification de la condition suivante $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Contraintes dans le béton

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 13} = 0,5215$$

$$\rho = 0,5215 \rightarrow \{ \beta_1 = 0,8915 \quad k_1 = 31,08 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{13,72 \times 10^3}{0,8915 \times 678 \times 13} = 174,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{228,9}{31,08} = 7,338 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

État limite d'ouvertures des fissures

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,66, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 174,6 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 15 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 150 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0,15}{1,5} = 0,10 \\ 1/16 = 0,0625. \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0,15}{1,5} = 0,10 \\ \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{13,72}{10 \times 19,12} = 0,0717 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,0052 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite ultime sont suffisantes alors les balcons seront ferrillées comme suite

Armatures principales: **6HA12**

Armatures de répartition : **6HA8**

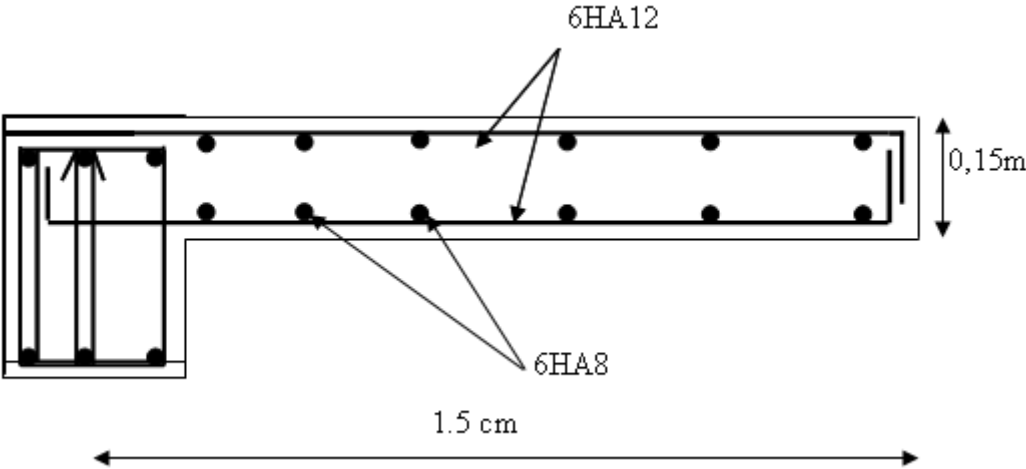


Fig. III.4.5 Ferrailage du balcon

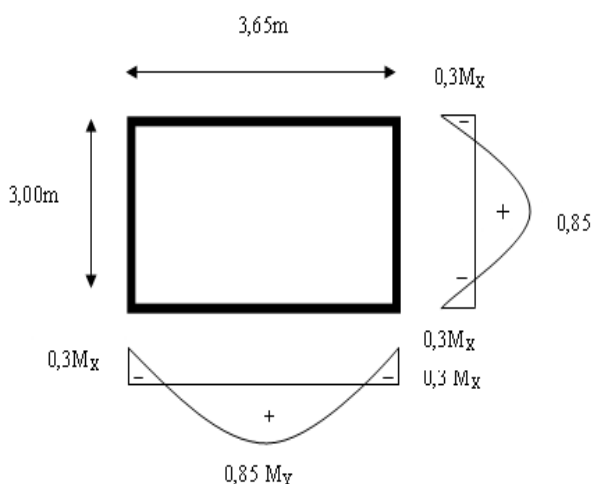
III.5. Calcul des dalles pleines

III.5.1. Introduction

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur noyau, reposant avec, sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre bâtiment, il existe 02 types de dalles de forme irrégulières :

- *Dalle type 01*



- *Dalle type II*

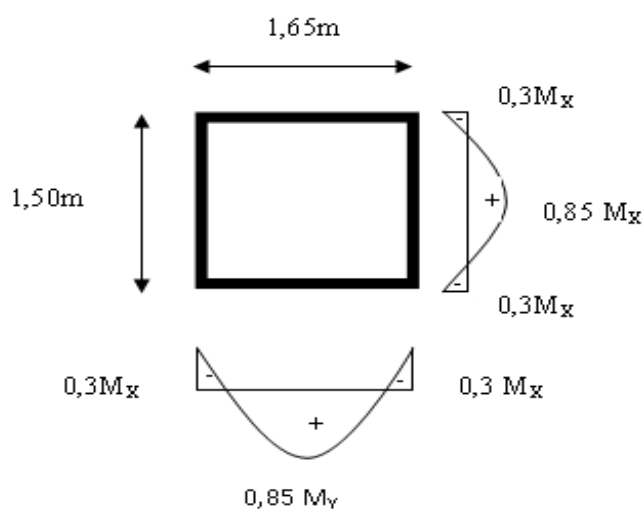


Figure III.5.1 : Schéma du réduction des moments

III.5.2. Calcul à l'ELU

- 1^{er} Cas :

III.5.2.1. Calcul des efforts

Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.

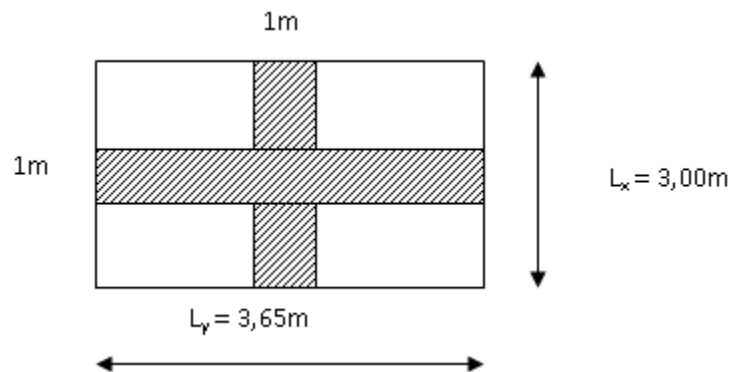


Figure III.5.2 : dimension de panneau 1

On définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : $l_x < l_y$

$$\rho = \frac{3,00}{3,65} = 0,82 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν

($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

III.5.2.2. Combinaisons de charges

$$G = 6,12 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,01 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 8,62 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,82 \rightarrow \mu_x = 0,0542 ; \quad \mu_y = 0,631$$

$$M_x^u = 0,0542 \times 12,01 \times (3)^2 = 5,86 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = 0,631 \times (5,86) = 3,70 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_y^u / M_x^u \geq 0,25 \Rightarrow 3,70 / 5,86 = 0,63 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Correction des moments :

- En travée :
$$\begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 5,86 = 4,98 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 3,70 = 3,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- Aux appuis : $M_{xa} = -0,3 M_x^u = -0,3 \times 5,86 = -1,76 \text{ KN.m}$

$$M_{ya} = -0,3 M_y^u = -0,3 \times 3,70 = -1,11 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de l_x :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 12,01 \times 3,00 \times 3,65 / (3 \times 3,65) = 12,01 \text{ KN}$$

- Au milieu de l_y :

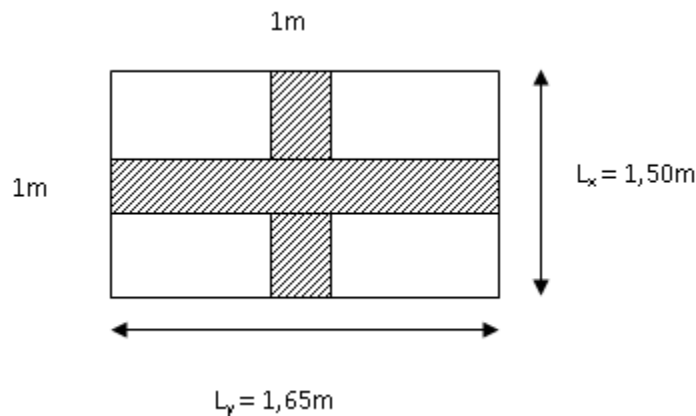
$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 12,01 \times 3,00 \times 3,65 / (2 \times 3,65 + 3) = 12,77 \text{ KN}$$

- 2^{ème} Cas :

III.5.2.3. Calcul des efforts

Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.



On définit :

Figure III.5.3 : dimension de panneau 2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : $l_x < l_y$

$$\rho = \frac{1,50}{1,65} = 0,91 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν

($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

III.5.2.4. Combinaisons de charges

$$G = 6,12 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,01 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 8,62 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,71 \rightarrow \mu_x = 0,0448 ; \quad \mu_y = 0,798$$

$$M_x^u = 0,0448 \times 12,01 \times (1,50)^2 = 1,21 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = 0,45 \times (1,21) = 0,54 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_y^u / M_x^u \geq 0,25 \Rightarrow 0,54 / 1,21 = 0,45 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Correction des moments :

- En travée :
$$\begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 1,21 = 1,03 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 0,54 = 0,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- Aux appuis : $M_{xa} = -0,3 M_x^u = -0,3 \times 1,21 = -0,36 \text{ KN.m}$

$$M_{ya} = -0,3 M_y^u = -0,3 \times 1,21 = -0,36 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de l_x :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 12,01 \times 1,50 \times 1,65 / (3 \times 1,65) = 6,00 \text{ KN}$$

- Au milieu de l_y :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 12,01 \times 1,50 \times 1,65 / (2 \times 1,65 + 1,50) = 6,19 \text{ KN}$$

III.5.2.5. Calcul des armatures

Le ferrailage de la dalle se fait en flexion simple pour le cas le plus sollicité (type I)

- **En travée :**

- Sens de la petite portée : (l_x)

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{4,98 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{4,98 \times 10^3}{0,99 \times 13 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,9 cm²/ml**, avec un espacement **St = 20 cm**.

- Sens de la grande portée : (l_y)

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) = 13 - 0,8 = 12,2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b d_y f_{bu}} = \frac{3,65 \times 10^3}{(100) \times (12,2)^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,65 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,9 cm²/ml**, avec un espacement **St = 20 cm**.

- **Aux appuis :**

- Sens de la petite portée : (l_x)

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{1,76 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{1,76 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8 = 2,5 cm²/ml**, avec un espacement **St = 20 cm**.

III.5.2.6. Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

Armatures suivant le sens de l_x : $W_x = A_x / b.h \geq W_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq W_0.b.h (3 - \rho) / 2$.

A_x : section minimale d'armatures.

$b.h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq W_0 \times b \times h (3 - \rho) / 2 = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,82) / 2 = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3,9 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Armatures parallèles suivant le sens de l_y :

$$W_y = A_y / b \times h \geq W_0 \Rightarrow A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 3,9 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u^{\text{max}} / b \times d = 12,77 \times 10^3 / (1000 \times 130) = 0,098 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,098 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91 modifié 99).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u_x}^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,77 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,48} = 1,09 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Vérification des espacements des barres : (Article A.8.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).**

$St_{(\max)} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Diamètre maximal des barres : (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).**

$$\text{que : } \phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq \phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

III.5.2.7. Calcul à l'ELS

$$q_s = 8,62 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,82 \rightarrow \mu_x = 0,0610 ; \quad \mu_y = 0,737$$

$$M_x^s = 0,0610 \times 8,62 \times (3)^2 = 4,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = 0,737 \times (4,73) = 3,49 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_y^s / M_x^s = 3,49 / 4,73 = 0,74 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Correction des moments :

- En travée :
$$\begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 4,73 = 4,02 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 3,49 = 2,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- Aux appuis : $M_{xa} = -0,3 M_x^s = -0,3 \times 4,73 = -1,42 \text{ KN.m}$

$$M_{ya} = -0,3 M_y^s = -0,3 \times 3,49 = -1,05 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de l_x :

$$T_s = q_s \cdot l_x \cdot l_y / (3 l_y) = 8,62 \times 3 \times 3,65 / (3 \times 3,65) = 8,62 \text{ KN}$$

- Au milieu de l_y :

$$T_s = q_s \cdot l_x \cdot l_y / (2 l_y + l_x) = 8,62 \times 3 \times 3,65 / (2 \times 3,65 + 3) = 9,16 \text{ KN}$$

III.5.2.8. Vérifications à l'ELS

- **Etat limite de compression du béton :**

Pour une section rectangulaire ($b = 100 \text{ cm}$ et $h = 15 \text{ cm}$) et une nuance d'acier FeE400, il est permis de ne pas vérifier les contraintes de compression dans le béton si :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Suivant l'axe (x-x) : (sens L_x)**

- En travée :

$$\gamma = \frac{4,98}{4,02} = 1,24$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{1,76}{1,42} = 1,24$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\alpha = 0,01 < \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Suivant l'axe (y-y) : (sens L_y)

En travée :

$$\gamma = \frac{3,14}{2,97} = 1,06$$

$$\mu = 0,018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{1,06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,280 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{1,76}{1,42} = 1,24$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\alpha = 0,01 < \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de compression du béton.

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation : [Article B.7.5 du BAEL 91]**

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

$$h / L_x \geq M_{tx} / 20 M_x$$

$$h / L_x = 15 / 300 = 0,05$$

$$M_{tx} / 20 M_x = 0,85. M_x / 20 M_x = 0,0425$$

$$h / L_x = 0,05 > M_{tx} / 20 M_x = 0,0425 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$A_x / b.d \leq 2 / f_e$$

$$A_x / b.d = 3,9 / 100 \times 13 = 0,003$$

$$A_x / b.d = 0,003 < 2 / f_e = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées \Rightarrow il est donc inutile de vérifier la flèche.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Récapitulatif des résultats du ferrailage à l'ELU est sur le tableau ci-dessous :

Zone	ens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ² /m)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	1,76	0,008	0,996	0,39	3,9	5HA10	20
	Y-Y	1,76	0,008	0,996	0,39	3,9	5HA10	20
En travée	X-X	4,98	0,012	0,994	1,11	2,5	5HA8	20
	Y-Y	3,14	0,018	0,991	0,81	2,5	5HA8	2

Tableau III.5.1 : *Récapitulatif des résultats du ferrailage à l'ELU*

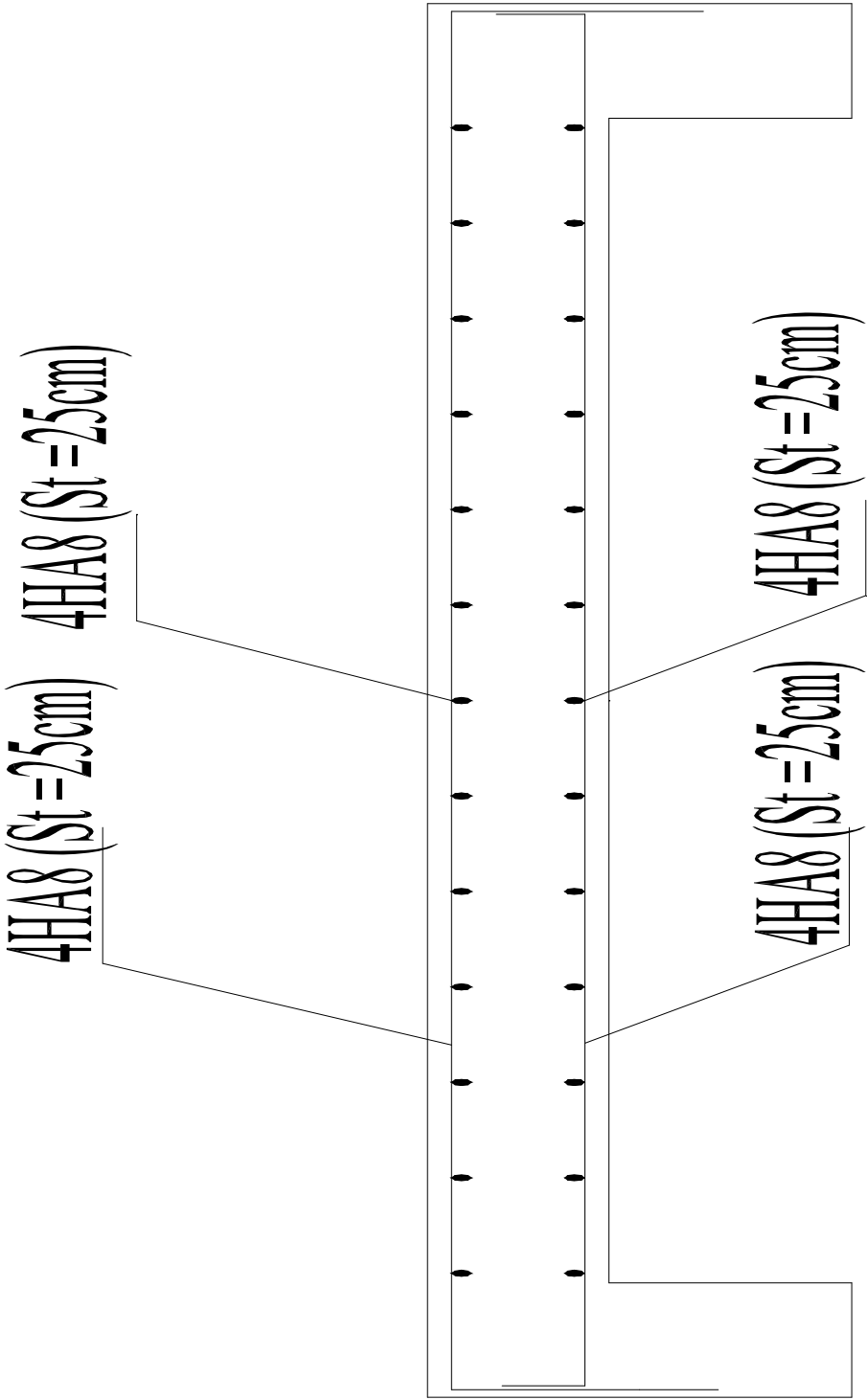


Figure III.5.4 : FERRAILLAGE DU PLANCHER EN DALE PLEINE.

III.6. L'ACROTÈRE

III.6.1. Définition

L'acrotère est une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse. La console est soumise à un effort G dû à son poids propre, et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

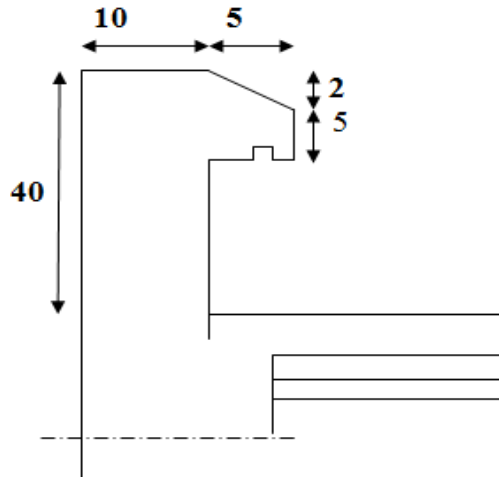


Figure III.6.1 : coupe verticale de l'acrotère

La section de l'acrotère:

$$S = \left[(0,4 \times 0,1) + (0,05 \times 0,05) + \frac{1}{2} (0,02 \times 0,05) \right]$$

$$S = 0,043 \text{ m}^2$$

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

III.6.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotère

III.6.2.1. Charge permanente et charge d'exploitation

- Charge permanente

$$G = S \times \varphi_b$$

Avec :

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

φ_b : masse volumique du béton armé

AN :

$$G = 25 \times 0,043 = 1,07 \text{ kN/ml}$$

- **Charge d'exploitation**

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

III.6.2.2. Détermination des efforts

- **Calcul des efforts à l'ELU**

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

Effort normal de compression :

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,07 = 1,451 \text{ kN}$$

Moment fléchissant:

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,40 = 0,60 \text{ kN.m}$$

Effort Tranchant :

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

Schéma statique :

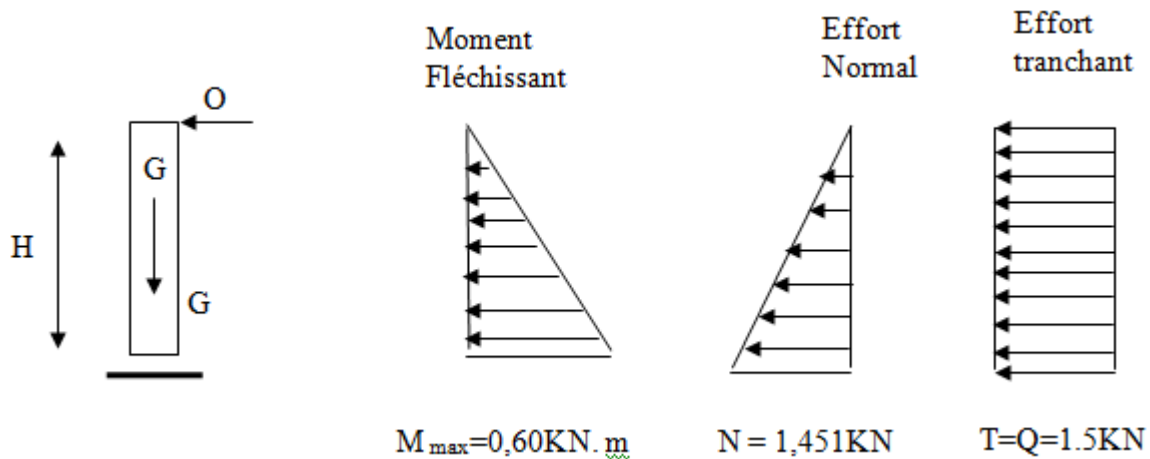


Figure III.6.2: Diagrammes des efforts internes.

- **Calcul des efforts à l'ELS**

La combinaison de charge à considérer est : $G+Q$

Effort normal de compression :

$$N_S = G = 1,07 \text{ kN}$$

Moment fléchissant:

$$M_S = Q h = 1 \times 0,40 = 0,40 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

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

Schéma statique :

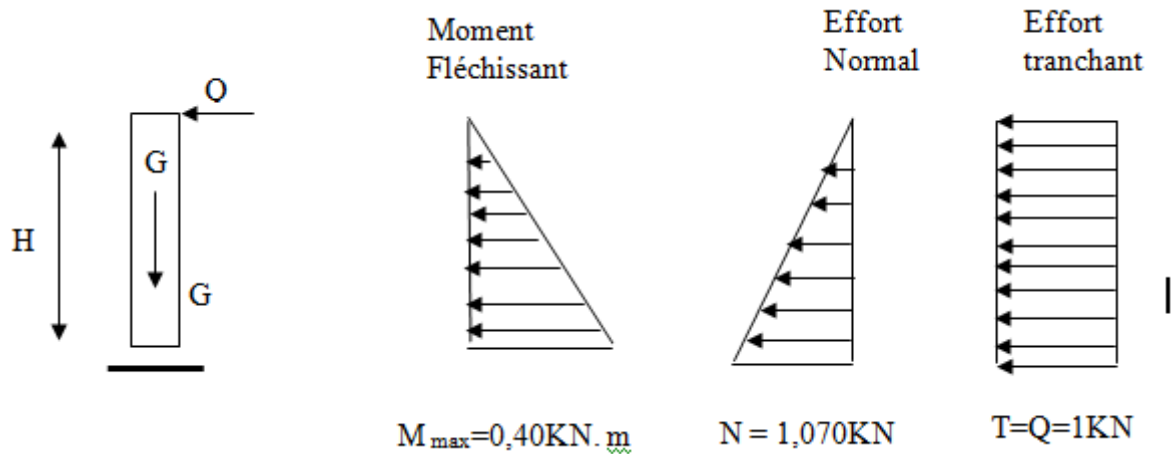


Figure III.6.3 Diagrammes des efforts internes.

III.6.3. Ferrailage de l'acrotère

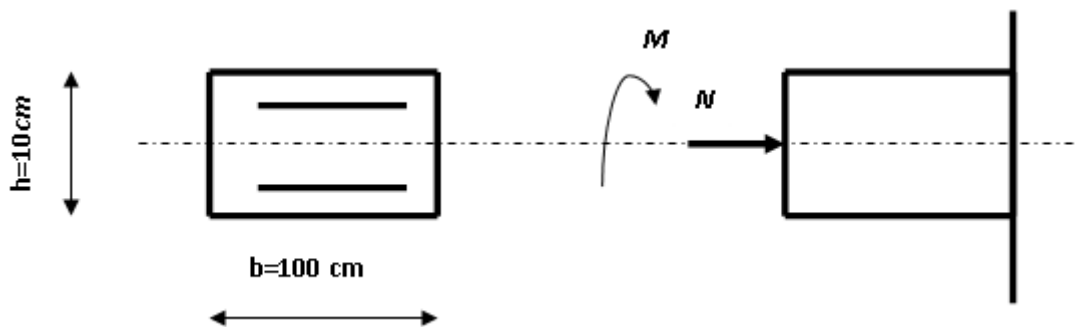


Figure III.6.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

L'acrotère est sollicitée en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU. Données : [2]

h: épaisseur de la section = 10 cm

d= h-c : hauteur utile 7,5cm

c et c' : enrobage = 2.5 cm

b : largeur de la section = 100 cm

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_U = 0,60 \text{ kN.m}$,

$N_U = 1,451 \text{ kN}$, $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$, $F_e = 400 \text{ MPa}$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

III.6.3.1. Calcul des armatures à L'ELU

- Calcul de l'excentricité

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2.5 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,60}{1,451} = 0,4135 \text{ m} = 41,35 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,10}{2} - 0,025 = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous

- Calcul du moment fictif

$$M_{uf} = M_u + N_u \left[d - \frac{h}{2} \right]$$

$d - \frac{h}{2} = y$: La distance entre le CDG de la section du béton et le CDG de celle des armatures tendues.

$$\underline{\text{A.N.}} : M_{uf} = 0,60 + 1,451 \left[0,075 - \frac{0,10}{2} \right] = 0,636 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures fictives

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,636 \times 10^6}{100 \times 10 \times 75^2 \times 14,2} = 0,008$$

$\mu_u = 0,008 < \mu_l = 0,392$: La section est simplement armée (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_u = 0,008 \longrightarrow \beta_u = 0,996$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_u \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\underline{\text{A.N.}} : A_f = \frac{0,636 \times 10^2}{0,996 \times 7,5 \times 34,8} = 0,245 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0,245 - \frac{1,451 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A = 0,203 \text{ cm}^2$$

On opte pour le choix des barres : 4HA8 soit 2,01 cm²

- **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On opte pour le choix des barres : 3HA8 soit 1,51 cm²

Soit : 3HA8 \implies $A_r = 1,50 \text{ cm}^2$ avec un espacement \rightarrow St = 14 cm

III.6.3.2. Vérification à L'ELU

- **La condition de non fragilité (BAEL 91/Art 4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,40}{1,07} = 0,374 \text{ m}$$

Donc :
$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7,5 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{37,4 - 0,445 \times 7,5}{37,4 - 0,185 \times 7,5} = 0,856 \text{ cm}^2$$

On a :	}	$A_u = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,86 \text{ cm}^2$	Condition vérifiée.
		$A_u = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,86 \text{ cm}^2$	Condition vérifiée.

Soit 3HA8 = 1,51 cm²/ml, avec un espacement St = 14 cm

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \implies (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad ; \quad T_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 10 \times 75} = 0,02 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91)**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi$$

n : Le nombre de barres.

$$\underline{\text{A.N.}}: \sum U_i = 3 \times 3,14 \times 0,8 = 10,22 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 75 \times 10,22 \times 10} = 0,217 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,217 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'ancrage des barres**

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

$$\underline{\text{A.N.}}: \quad L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,83} = 28,27 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4 \cdot L_{se} = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 12 \text{ cm}$

- *Vérification des espacements des barres*

Les armatures transversales

$$esp_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$esp_t \leq \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

On prend : $esp_t = 12 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

Les armatures de montage

$$esp \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$esp \leq \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

On prend : $esp = 33 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$

Conclusion :

Les conditions de l'espacement sont vérifiées

III.6.3.3. Vérification à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

- **Dans l'acier**

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[226,67 ; 201,63]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 : \text{ Pour les barres à haute adhérence (HA).} \\ \eta = 1 : \text{ Pour les barres rondes lisses (RL).} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 1,51}{100 \times 7,5} = 0,2013 \Rightarrow \beta_1 = 0,928 \Rightarrow K_1 = 53,96$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,4 \times 1000}{0,928 \times 7,5 \times 1,51} = 38,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 38,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{38,06}{53,96} = 0,705 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6 \text{ mm}$

III.6.4. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

D'après le RPA99, les forces horizontales de calcul agissant sur les éléments secondaires sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$F_p \leq 1 \text{ Q}$$

A : Coefficient de zone.

(Zone III, groupe d'usage 2) ($A = 0,25$)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

W_p : Poids de l'acrotère = $1,07 \text{ kN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,07 = 0,856 \text{ kN/ml}$$

$$1 \text{ Q} = 1 \text{ kN/m}$$

Donc $F_p = 0,856 < 1$ Condition vérifiée.

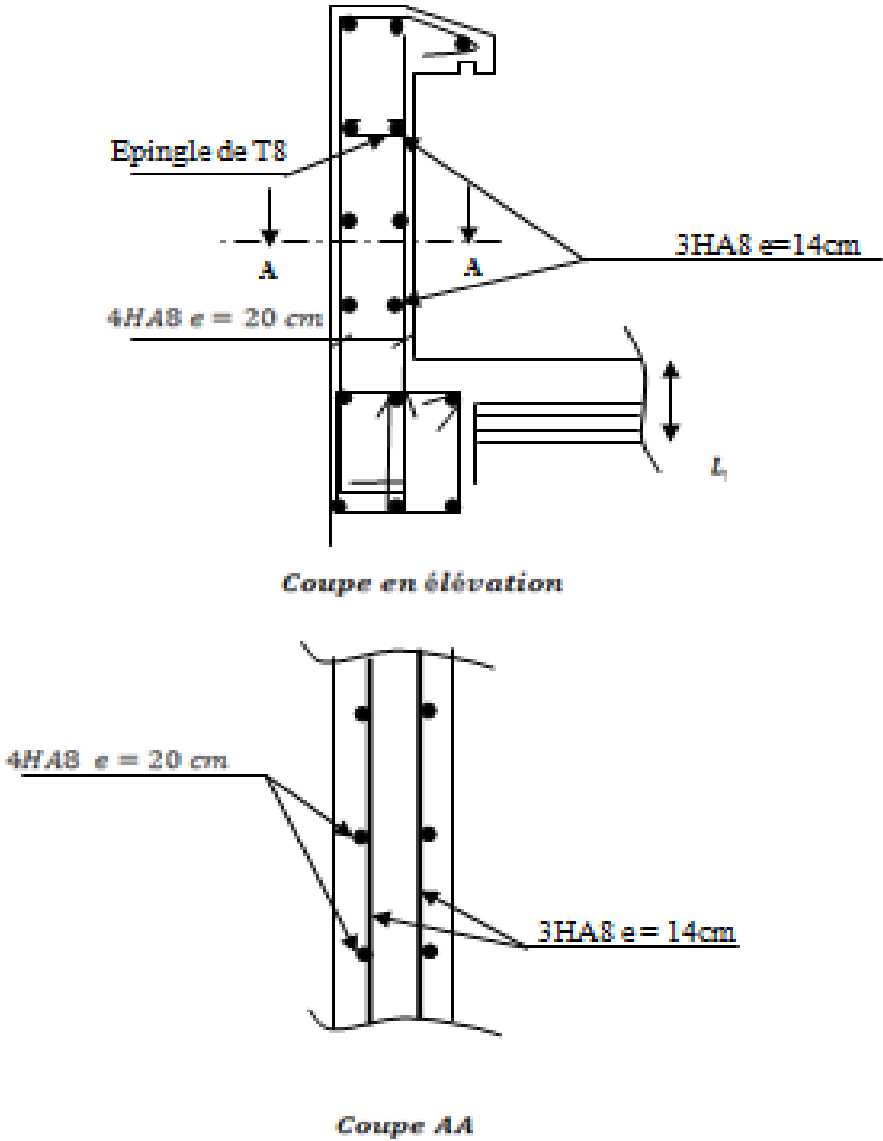


Figure III.6.5: Ferrailage de l'acrotère

III.7. Calcul de la salle machine

III.7.1. Introduction

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (12 niveaux) ,un ascenseur a été prévu . La surface de sa cabine est ($1,50 \times 1,80 = 2,70 \text{ m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ($P = 160\text{KN}$)

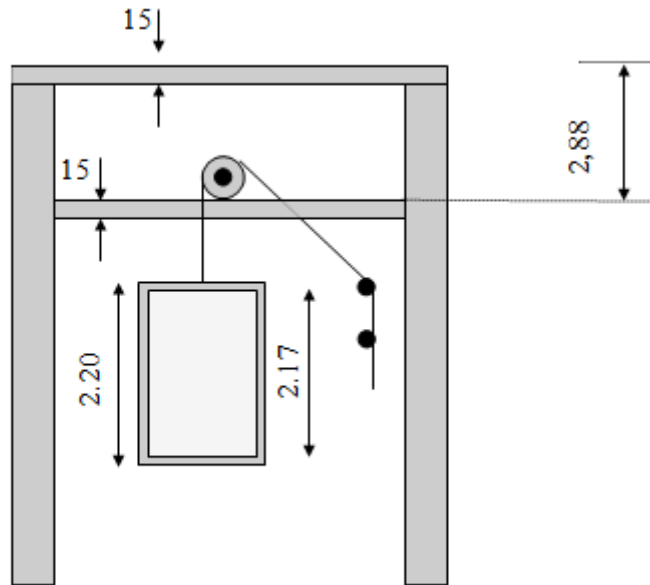


Figure III.7.1: Schéma de l'ascenseur

III.7.2. Calcul de la dalle pleine

III.7.2.1. Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{190}{30} = 6,33\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

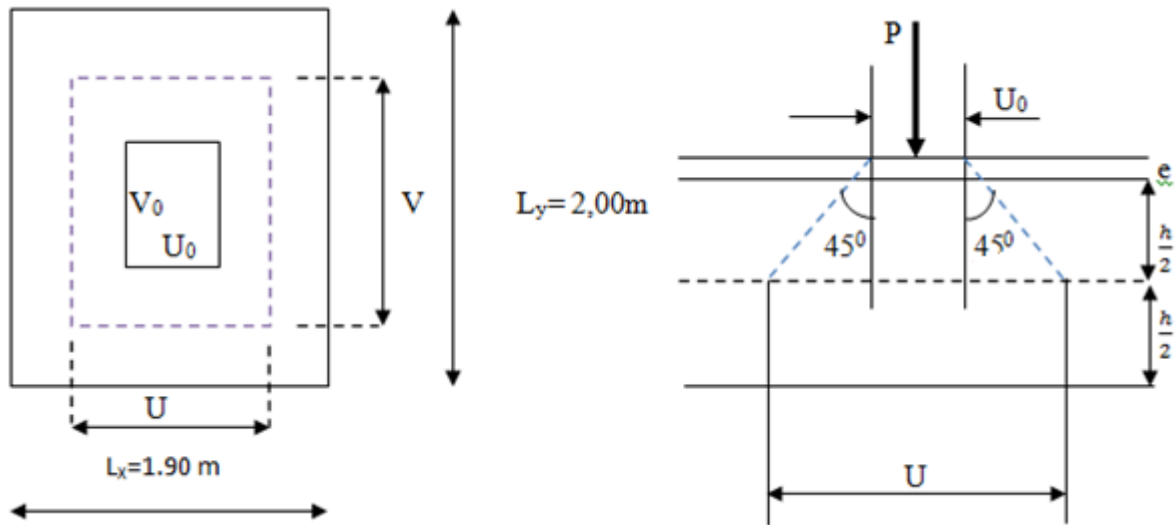


Figure III.7.2 : Schéma statique de la dalle machine.

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'impacte) 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 :

$$U = U_0 + 2e + h_t \quad \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm)}$$

$$V = V_0 + 2e + h_t \quad U_0 = 150\text{cm}; V_0 = 180\text{cm}$$

D'où :

$$U = 150 + 10 + 15 = 175\text{cm}$$

$$V = 180 + 10 + 15 = 205\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{2,00} = 0,93 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.7.2.2. Calcul des moments au centre du panneau

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + vM_2)$$

$$M_y = q_u (vM_1 + M_2)$$

v : coefficient de poisson ; à l'ELU : $v = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,75}{1,90} = 0,921 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{2,05}{2,00} = 1,025$$

Après interpolation : $M_1 = 0,04284$; $M_2 = 0,03263$

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 160 \times 0,04284 = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 160 \times 0,03263 = 7,05 \text{ KN.m}$$

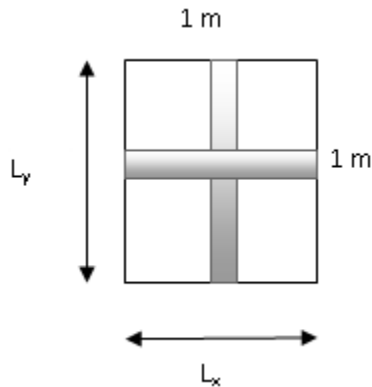
III.7.2.3. Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x q_u L_x^2 ; M_{y2} = \mu_y M_{x2} \\ &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{2,00} = 0,95 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.} \end{aligned}$$

Après interpolation : $\mu_x = 0,041$; $\mu_y = 0,888$



Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,041 \times 6,5625 \times 1,90^2 = 0,971 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,888 \times 0,971 = 0,863 \text{ KN.m}$$

III.7.2.4. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,25 + 0,971 = 10,221 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,05 + 0,863 = 8,013 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

III.7.2.5. Ferrailage de la dalle

- Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée

$$M_u = 0,85 \times 10,221 = 8,688 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8,688 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,0425 < 0,392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,919$$

$$A_{st} = \frac{8,688 \times 10^5}{0,919 \times 12 \times 34800} = 2,264 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 10 \quad (A_s = 3,14 \text{ cm}^2)$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• Aux appuis

$$M_{u,x} = 0,3 \times -10,221 = -3,066 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3,066 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,015 < 0,392 \rightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{3,066 \times 10^5}{0,993 \times 12 \times 34800} = 0,74 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$S_t = 25 \text{ cm}$

- Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée :

$$M_{uy} = 0,85 \times 8,013 = 6,811 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6,811 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,0333 < 0,392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,9835$$

$$A_{st} = \frac{6,811 \times 10^5}{0,9835 \times 12 \times 34800} = 1,66 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 10 \quad (A_s = 3,14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$S_t = 25 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$$M_{uy} = 0,3 \times -8,013 = -2,404 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2,404 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,0117 < 0,392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{2,404 \times 10^5}{0,994 \times 12 \times 34800} = 0,579 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$S_t = 25 \text{ cm}$.

III.7.3. Vérification à L'ELU**III.7.3.1. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL99)**

$$A_t \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0,8\%$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{190}{200} \right) = 1,23 \text{ cm}^2 \text{ -----condition vérifiée.}$$

III.7.3.2. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99)

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

III.7.3.3. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_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

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,75+2,05) = 7,6 \text{ m}$$

$$q_u = 160 \leq 0,045 \times 7,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 855 \text{ KN/ml ----- condition vérifiée.}$$

III.7.3.4. Vérification des contraintes tangentielles

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{160}{2 \times 2,05 + 1,75} = 22,30 \text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{160}{3 \times 2,05} = 26,02 \text{KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{26,02 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,217 \text{MPa}$$

$$\tau = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{MPa}$$

On remarque que $\tau < \tau$; la condition est vérifiée.

III.7.4. Vérification à l'ELS**III.7.4.1. Moments engendrés par le système de levage**

$$\text{À l'ELS } v = 0,2 \quad ; \quad M_1 = 0,04284 \quad ; \quad M_2 = 0,03263$$

$$M_{x1} = 160(0,04284 + 0,2 \times 0,03263) = 8,00 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 160(0,2 \times 0,04284 + 0,03263) = 6,592 \text{KN.m}$$

III.7.4.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \quad ; \quad M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\mu_x = 0,0483 \quad ; \quad \mu_y = 0,923$$

$$q_s = G+Q = 3,75+1 = 4,75 \text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0483 \times 4,75 \times 1,9^2 = 0,828 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,923 \times 0,828 = 0,764 \text{KN.m}$$

- Superposition des moments

$$M_x = 8,00 + 0,828 = 8,828 \text{KN.m}$$

$$M_y = 6,592 + 0,764 = 7,356 \text{KN.m}$$

III.7.4.3. Ferrailage de la dalle

- Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_s = 0,85 \times 8,828 = 7,504 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{7,504 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,0013 \quad \beta_1 = 0,936$$

$$A_s = \frac{7,504 \times 10^5}{0,936 \times 12 \times 40000} = 1,67 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$M_s = 0,3 \times -8,828 = -2,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2,65 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00046 \quad \beta_1 = 0,9625$$

$$A_s = \frac{2,65 \times 10^5}{0,9625 \times 12 \times 40000} = 0,57 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée :

$$M_s = 0,85 \times 7,356 = 6,253 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{6,253 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,0011 \quad \beta_1 = 0,943$$

$$A_s = \frac{6,253 \times 10^5}{0,943 \times 12 \times 40000} = 1,38 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$M_s = 0,3 \times -7,356 = -2,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2,21 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00038 \quad \beta_1 = 0,966$$

$$A_s = \frac{2,21 \times 10^5}{0,966 \times 12 \times 40000} = 0,48 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.7.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

III.7.5.1. Sens x-x

- En travée

$$M_s = 7,504 \text{ KN.m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,2616 \rightarrow k_1 = 46,73 \quad ; \quad \beta_1 = 0,919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,504 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 216,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{216,70}{46,73} = 4,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----condition vérifiée.}$$

- Aux appuis

$$M_s = 2,65 \text{ KN.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = 0,1675 \rightarrow k_1 = 60,19 ; \beta_1 = 0,934$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2,65 \times 10^6}{0,934 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 117,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{117,63}{60,19} = 1,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ -- condition vérifiée.}$$

III.7.5.2 Sens y-y

- En travée

$$M_s = 6,253 \text{ KN.m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \rightarrow k_1 = 46,73 \quad \beta_1 = 0,919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,253 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 180,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{180,57}{46,73} = 3,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ --- condition vérifiée.}$$

- Aux appuis

$$M_s = 2,21 \text{KN.m} ; A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,1675 \rightarrow k_1 = 60,19 ; \beta_1 = 0,934$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2,21 \times 10^6}{0,934 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 98,10 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{98,10}{60,19} = 1,63 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ---- condition vérifiée.}$$

III.7.6. Diamètre maximal des barres

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm} ; \text{ nous avons ferrillé avec des HA10} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.7.7. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III.7.8. Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

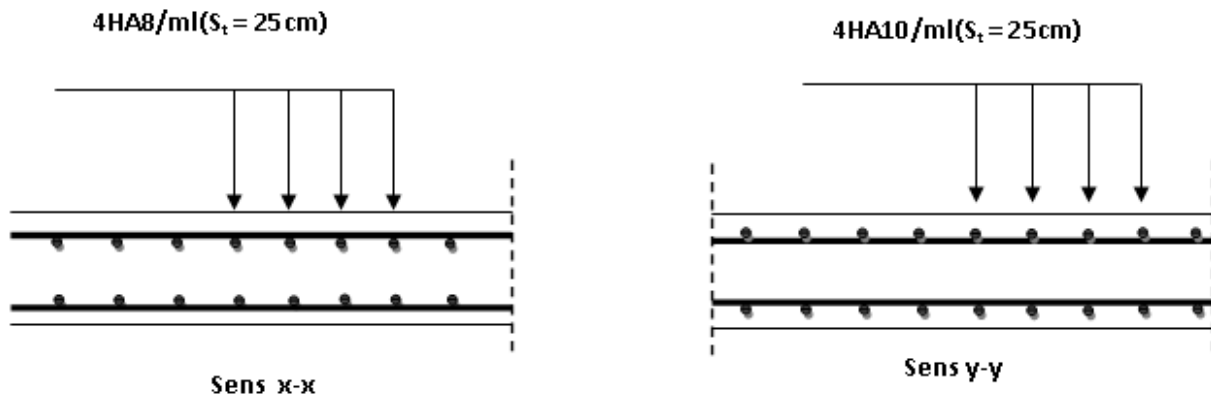


Figure III.7.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.



Chapitre IV: Vérification RPA

Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable, ainsi de vérifier la stabilité des bâtiments vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes les directions.

La force sismique s'applique à la base de la construction et se répartit au niveau de chaque plancher.

IV.1. Choix de la méthode de calcul

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1.1. Méthode statique équivalente

IV.1.1.1. Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.1.1.2. Conditions d'application de la MSE

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65m$ en zones I, IIa, IIb.

$H \leq 30m$ en zone III.

- La régulation en plans et en élévation.

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale

IV.1.2.1. Principe de la méthode dynamique modale

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.1.2.2. Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV.1.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

IV.2. Vérification des conditions de la MSE

IV.2.1. Condition sur la hauteur

Alger, zone III $H = 36,96m > 30m$ Condition non vérifiée.

IV.2.2. Régularité en plan

$L_x/L_y = 17,3/21,45 = 0,81 < 4$ → condition vérifiées

$l_x / L_x \leq 0,25 = 8,45/17,30 = 0,49M > 0,25$ → condition non vérifiées

$l_y / L_y \leq 0,25 = 12,75/21,45 = 0,59 > 0,25$ → condition non vérifiées

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

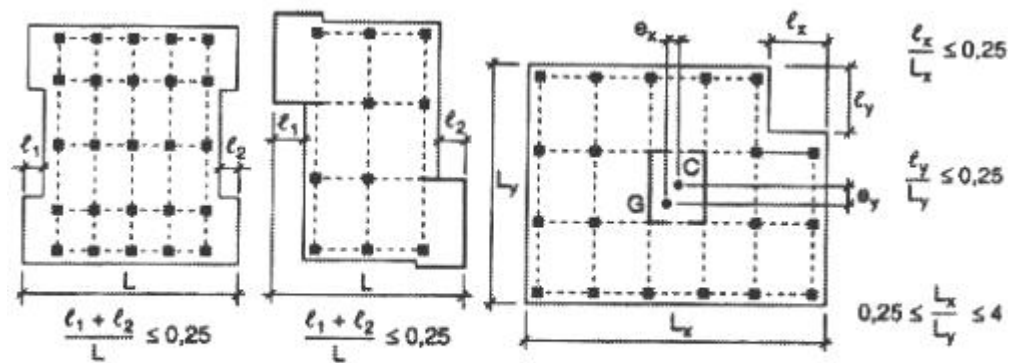


Figure VII.1 : Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/version 2003

Conclusion 1 : la régularité en géométrie en plan est non satisfaite.

IV.2.3. Régularité structurelle en plan

$$|X_{CR} - X_{CM}| \leq 0,05 L$$

$$|Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 0,05 L$$

X_{cr} : le centre de rigidité de plancher suivant l'axe xx X_{cm} : le centre de torsion de plancher suivant l'axe xx Y_{cr} : le centre de rigidité de plancher suivant l'axe yy Y_{cm} : le centre de torsion de plancher suivant l'axe yy

SENS X-X				SENS Y-Y				observation
XCM	XCR	XCR-XCM	$\leq 0,05L_y$	YCR	YCM	YCR-YCM	$\leq 0,05L_x$	
7,165	9,504	2,339	1,086	10	8,833	1,167	0,86	cnv
6,837	10,544	3,207	1,086	10,221	8,293	1,928	0,86	cnv
6,795	10,191	3,196	1,086	9,939	8,256	1,683	0,86	cnv
6,79	9,631	2,841	1,086	9,61	8,238	1,372	0,86	cnv
6,79	9,048	2,258	1,086	9,302	8,238	1,064	0,86	cnv
6,785	8,496	1,711	1,086	9,028	8,221	0,807	0,86	cv
6,781	7,998	1,217	1,086	8,793	8,204	0,589	0,86	cv
6,781	7,552	0,771	1,086	8,59	8,204	0,386	0,86	cv
6,776	7,152	0,376	1,086	8,414	8,188	0,226	0,86	cv
6,772	6,8	0,028	1,086	8,26	8,173	0,087	0,86	cv
6,772	6,501	0,271	1,086	8,127	8,173	0,046	0,86	cv

Tableau IV.1 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Régularité structurelle en plan non satisfaite

IV.2.4. Régularité en élévation

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

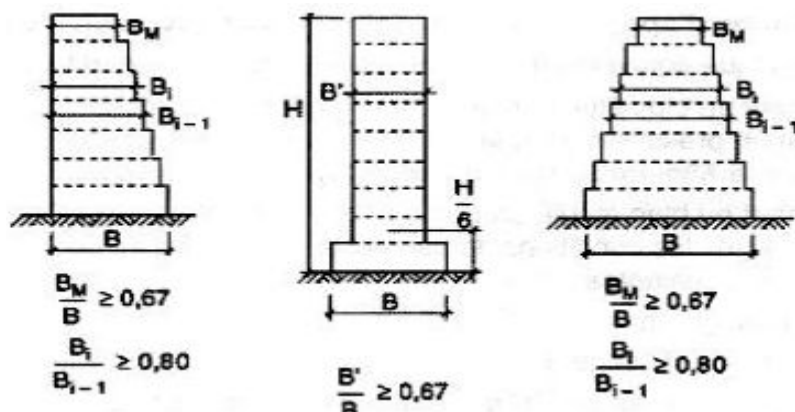


Figure IV.2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation : les étages sont identiques.

Conclusion 2

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion 3

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'est pas applicable. On va opter pour la méthode dynamique.

IV.3. Vérification de participation massique

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée pas le séisme, Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).pour notre structure nous auront cette vérification au mode 8 ;les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	U	Commul Ux	Commul Uy	Commul Uz
1	0,953075	0,2844	73,6337	0	0,2844	73,6337	0
2	0,773837	71,3215	0,1645	0	71,606	73,7982	0
3	0,709288	0,2851	0,08	0	71,8911	73,8781	0
4	0,273428	0,4074	12,7924	0	72,2985	86,6705	0
5	0,202907	14,9401	1,369	0	87,2386	88,0395	0
6	0,176079	1,6639	0,814	0	88,9026	88,8535	0
7	0,130362	0,2137	3,9817	0	89,1163	92,8351	0
8	0,089655	4,2276	0,699	0	93,3439	93,5342	0

Tableau IV.2 : périodes et participations massiques

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

IV.3.1. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité

Détermination de coefficient A : (Tableau 4.1 RPA 99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25$$

$$n = \frac{7}{\varepsilon + 2} = 0.82$$

$\varepsilon=8.5$: (Tab 4.2 RPA 99) construction mixte/ voiles avec interaction

R= 5 : (Tab 4.3 RPA 99) construction mixte/ voiles avec interaction

Détermination de facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non .

Sens transversal***Redondance en plan***

Nombre de files de portique : Suivant xx : $7 > 4$ ok

Suivant yy : $7 > 4$ ok

Le rapport entre la travée maximal est minimal doit être inférieur à 1,5

- Régularité en plan : est non vérifié d'où $P_q = 0,05$
- Régularité en élévation : est vérifié d'où $P_q = 0,05$
- Contrôle de qualité des matériaux : est vérifié d'où $P_q = 0,00$
- Contrôle de la qualité de l'exécution : est vérifié d'où $P_q = 0,00$

Sens transversal

Critères	Observé (Oui ou Non)	P_a
1-Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.00
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	oui	0.00
5-Contrôle de qualité des matériaux Matériaux	oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution l'exécution	oui	0.00

Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal

Sens longitudinal

Critères	Observé (Oui ou Non)	Pa
1- Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.00
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Tableau IV.4: Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,10$$

$$Q_x = 1,10$$

$$Q_y = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,10$$

$$Q_y = 1,10$$

T1 et T2 est donnees par le (Tab 4.7 RPA 99)

Site S2..... T1= 0,15 et T2= 0,50

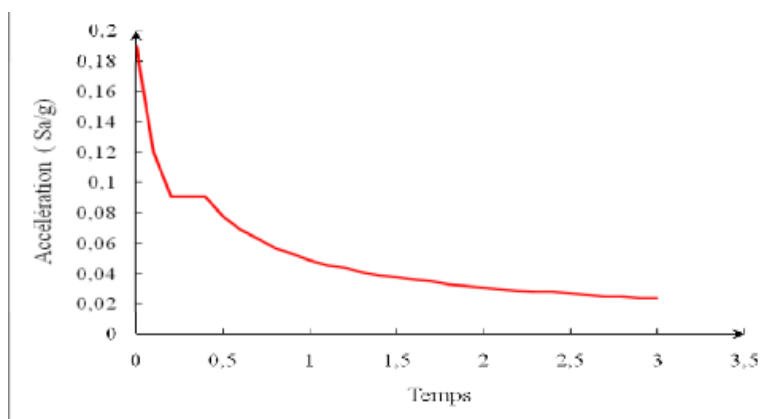


Figure IV.3 : Spectre de réponse selon X-X

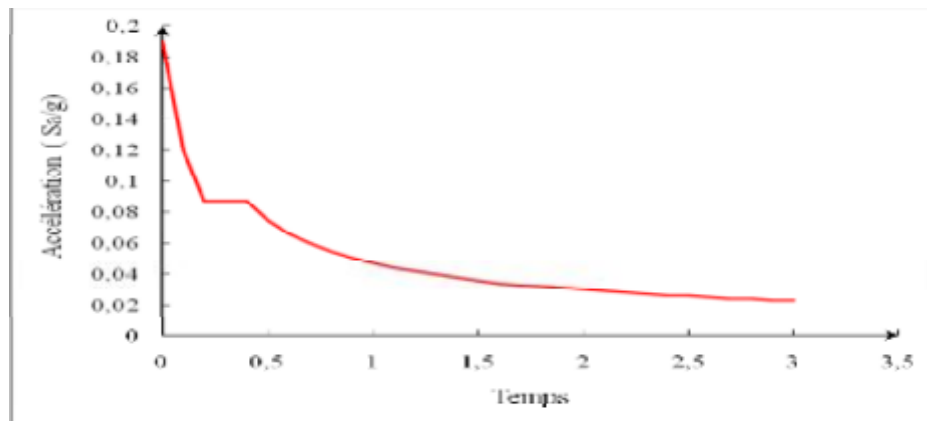


Figure IV.4 : Spectre de réponse selon Y-Y

IV.4. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad [\text{Art.4.2.3 RPA 99/Version2003}].$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

Avec :

$A=0,25$

$R = 4$

$Q_x= 1,10$

$Q_y=1,10$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

La période fondamentale

La période donné par l'ETABS est : $T_{\text{etabs}} = 0,953 \text{ s}$

La période donnée par les formules empiriques est :

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

Avec :

h_n ; la hauteur du bâtiment mesure à la base de la structure jusqu'a au dernier niveau
<<n>>

$$h = 36,96 \text{ m}$$

C_t : coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4-6 R.P.A99) $\rightarrow C_t = 0,05$

Application numérique

$$T = 0,05 \times (36,96) = 0,749$$

$$T_{\text{RPA}} = 0,749 \text{ s}$$

La valeur de T_{RPA} doit être majorée de 30 % : $T_{\text{RPAm}} = 1,3 \times 0,749 = 0,974 \text{ s}$

$$T_{\text{RPAm}} = 0,974 \text{ s} > T_{\text{etabs}} = 0,953 \text{ s} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Le facteur d'amplification dynamique

La période fondamentale de notre bâtiment est comprise entre 0,5 et 3s $\rightarrow T_2 = 0,50 \leq T \leq 3s$

d'où :

$$D = 2,5\eta(1,25A)(Q/R)(T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 0,82(1,25 \times 0,25)(1,10/5)(0,5/0,953)^{2/3}$$

$$D = 0,092$$

Calcul du poids total W_T :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_e$$

$$W_e = W_{Gi} + \beta W_{Qs} W_s$$

W_{Gi} : Poids propre d'un étage.

W_{Qs} : Surcharge d'exploitation

β : coefficient dépendant de la durée de la charge d'exploitation, $\beta=0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

W : poids total de la structure, (donné par ETABS = 35491 KN)

Conclusion

$$A=0,25$$

$$R = 4$$

$$Q_x= 1,10$$

$$Q_y=1,10$$

$$D = 0,092$$

Les efforts tranchants obtenus a la base par la méthode **MMS** et **MES** sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Symbole	valeur	
coefficient de zone	A	0,25	
facteur d'amplification dynamique	D	0,092	
facteur de qualité	Q	1,1	
poids de la structure	W	35491	
coefficient de comportement	R	5	
valeur de l'effort tranchant statique	Vst	179,58446	
	80%Vst	143,667568	
	Vdy x-x	2892,59	
	Vdy y-y	2586,49	
	Sens x-x	0,049667	vérifier
	Sens y-y	0,055545	vérifier

IV.5. Justification de la sécurité

IV.6. Calcul des déplacements relatifs : (Art4.4.3. RPA 99/version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R = 4**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. $\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 1\% h_e$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δk (m)	$1\%h_e$	Condition
12	0,0242	4	0,121	0,01	0,0288	vérifiée
11	0,0222	4	0,111	0,0105	0,0288	vérifiée
10	0,0201	4	0,1005	0,011	0,0288	vérifiée
9	0,0179	4	0,0895	0,0115	0,0288	vérifiée
8	0,0156	4	0,078	0,0115	0,0288	vérifiée
7	0,0133	4	0,0665	0,011	0,0288	vérifiée
6	0,0111	4	0,0555	0,0115	0,0288	vérifiée
5	0,0088	4	0,044	0,0105	0,0288	vérifiée
4	0,0067	4	0,0335	0,01	0,0288	vérifiée
3	0,0047	4	0,0235	0,009	0,0288	vérifiée
2	0,0029	4	0,0145	0,01	0,0408	vérifiée
1	0,0009	4	0,0045	0,0045	0,0408	vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification les déplacements relatifs sens longitudinal.

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δk (m)	$1\%h_e$	Condition
12	0,0313	4	0,1565	0,0115	0,0288	vérifiée
11	0,029	4	0,145	0,012	0,0288	vérifiée
10	0,0266	4	0,133	0,013	0,0288	vérifiée
9	0,024	4	0,120	0,0135	0,0288	vérifiée
8	0,0213	4	0,1065	0,014	0,0288	vérifiée
7	0,0185	4	0,0925	0,0145	0,0288	vérifiée
6	0,0156	4	0,078	0,015	0,0288	vérifiée
5	0,0126	4	0,063	0,014	0,0288	vérifiée
4	0,0098	4	0,049	0,014	0,0288	vérifiée
3	0,007	4	0,035	0,013	0,0288	vérifiée
2	0,0044	4	0,022	0,015	0,0408	vérifiée
1	0,0014	4	0,007	0,007	0,0408	vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification les déplacements relatifs sens transversal.

Conclusion

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art5.9.RAP99/version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

V_K : effort tranchant d'étage a niveau k

h_K : la hauteur de l'étage k

Δ_K : déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau(k-1)

D'où : $\theta_K < 0,1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0,1 < \theta_K < 0,2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

$\theta_K \geq 0,2$

$\theta_K \geq 0,2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

Etages	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		κ(m)	V _K ×H _K	θ _x	κ(m)	V _K ×H _K	θ _y
ETAGE10	2401,885	0,01	1423,61	0,017	0,0115	9705,9248	0,00284586
ETAGE09	2563,834	0,0105	2680,18	0,010	0,012	18400,7824	0,00167199
ETAGE08	2563,834	0,011	5684,58	0,005	0,013	25623,312	0,00130076
ETAGE07	2593,761	0,0115	4553,54	0,006	0,0135	31840,2656	0,00109973
ETAGE06	2630,746	0,0115	5319,55	0,006	0,014	37261,6816	0,00098843
ETAGE05	2630,746	0,011	5999,7	0,0048	0,0145	41981,8256	0,00090863
ETAGE04	2666,363	0,0115	6591,8	0,0046	0,015	46238,4208	0,00086498
ETAGE03	2709,038	0,0105	7096,2	0,004	0,014	50036,0432	0,00075798
ETAGE02	2709,038	0,01	7523,83	0,0036	0,014	53216,8208	0,00071268
ETAGE01	2750,344	0,009	7894,19	0,0031	0,013	55884,8576	0,00063979
RDC	2965,701	0,01	11630,7	0,0025	0,015	10383,396	0,00428429
s-sol	2834,697	0,0045	11570,36	0,0011	0,007	10552,8792	0,00188033

Tableau VI.7 : justification vis-à-vis de l'effet P-ΔM

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.7.1. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : Art 7.4.3.1 (la formule : 7.2) de RPA

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$\text{Avec : } \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0.3$$

N_d = effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

$$N_d = 1252,11 \text{ KN}$$

$$\frac{1252,11 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,45 \times 25} = 0,25 \leq 0,3$$

Condition vérifiée

VI.7.2. Justification de l'interaction portiques-voiles

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option «**SectionCut**»

- Charges sismiques reprises par les portiques

Sens xx : (7,27%)

Sens yy : (9,99%)

Sens z-z : (59,38%)

- Charges sismiques reprises par les voiles

Sens xx : (92,73%)

Sens yy: (90,01%)

Sens z-z : (40,61%)

RESUME

- D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-delta est vérifié.
- Effort normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux



Chapitre V: Ferrailage des éléments

V.1. Ferrailage des poteaux

V.1.1.Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M_{2-2}, M_{3-3})

Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables, dans les deux sens et en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression ou de traction et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Moment minimal et effort normal correspondant.

V.1.2.Conventions

- $N > 0$: compression
- $N < 0$: traction

V.1.3.Combinaison de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99/version 2003 et BAEL 91 comme suit :

- *Selon BAEL 91*

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

- *Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2)*

$G + Q \pm E$ (2)

$0,8 G \pm E$ (3)

V.1.4. Recommandation du RPA 99/version 2003

V.1.4.1. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

Le pourcentage minimum est de **0,9%(zone III)**.

- **Poteaux 45x45** : $A_{s \min} = 0.009 \times 45 \times 45 = 18,22 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 40x40** : $A_{s \min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 35x35** : $A_{s \min} = 0.009 \times 45 \times 45 = 11,025 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 30x30** : $A_{s \min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 8,1 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Zone courante

- **Poteaux 45x45** : $A_{s \max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 40x40** : $A_{s \max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 35x35** : $A_{s \max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 30x30** : $A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement

- **Poteaux 45x45** : $A_{s \max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 40x40** : $A_{s \max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 35x35** : $A_{s \max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 30x30** : $A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III)

La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm (zone III)**.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

V.1.4.2. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales, $f_e = 400$ Mpa.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5,22$

$t \leq 10\text{cm}$ en zone nodal. (Zone III)

$t \leq 15 \Phi_1$ en zone courante, avec

Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en %) est donnée par :

0,3% si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.5 Calcul du ferrailage à L'ELU

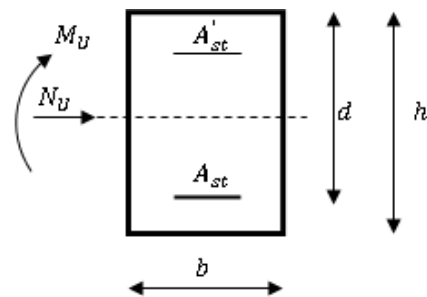
V.1.5.1 Les armatures longitudinales

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ↪ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↪ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



V.1.5.1.1. Section partiellement comprimée : (SPC)

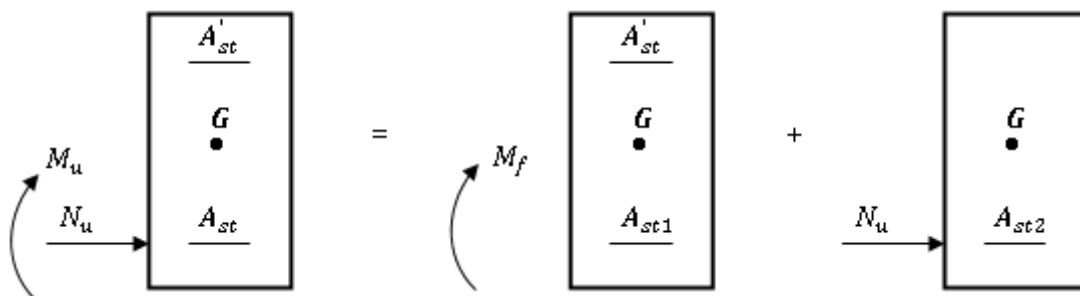
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')N_u - M_f < (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (SSA) $\implies \beta$ (tableau ELU)

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif. Tableau

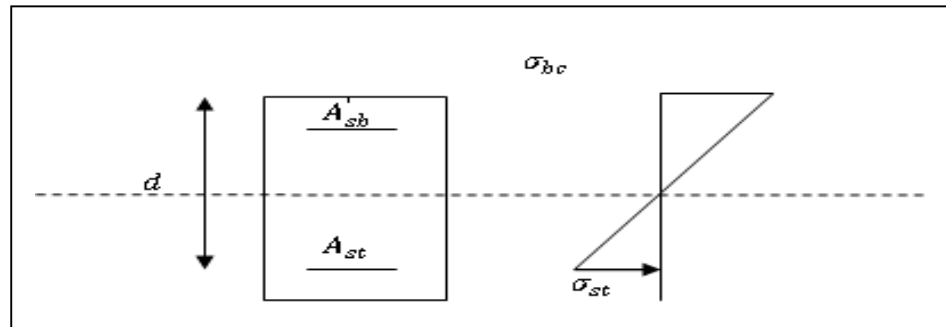
Si A_{st} est négative $A_{st} = \max\left(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$$

$$M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A' , A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

V.1.5.1.2 Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

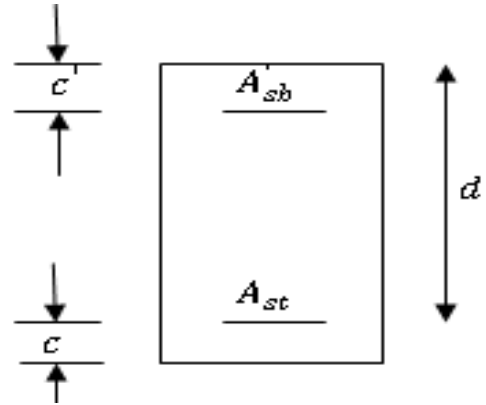
- 1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

Si : $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} A'_{st} \Rightarrow \emptyset ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$

Avec : $= \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$



2^{ème} Cas: S.D.A (Section Doublement Arm)

Si : $N_u(d - c') - M_f > (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : S-sol, RDC, 1^{er} étage ; **Zone II :** Du 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.

Zone III : Du 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage ; **Zone VI :** Du 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage.

V.1.5.2. Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

- Ferrailage des poteaux :

Zone	Section	N (KN)	M _{cor} (KN.m)	Comb	A _s (cm ²)	A _{SAdopté} (cm ²)
Zone I E -sol ,Rdc ,,1 ^{ère} étage	45x45	N _{MAX} =525,34	M _{2COR} =3,468	ACC	10,18	10,18
			M _{3COR} =1,745		10,02	
		N _{MIN} =-1992,95	M _{2COR} =-22,925	ACC	0	0
			M _{3COR} =-5,42		0	
		M(KN.m)	N_{cor}(KN)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté}(cm²)
		M _{2MAX} =119,77	N _{COR} =-381,44	ACC	4,17	6,32
		M _{3MAX} =122,143	N _{COR} =-274,16		6,32	
		M _{2MIN} =-125,899	N _{COR} =-792,3	ACC	0	0
M _{3MIN} =-121,811	N _{COR} =-1105,34	0				
ZoneII Etage : 2,3,4	40x40	N _{MAX} =309.41	M _{2COR} =2,219	ACC	6,05	6,49
			M _{3COR} =6,222		6,49	
		N _{MIN} =-1181,97	M _{2COR} =-0,648	ELU	0	0
			M _{3COR} =-16,46		0	
		M(KN.m)	N_{cor}(KN)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté}(cm²)
		M _{2MAX} =104,922	N _{COR} =-313,13	ACC	5,56	8,04
		M _{3MAX} =89,441	N _{COR} =-75,29		8,04	
		M _{2MIN} =-110,62	N _{COR} =-413,01	ACC	4,55	4,55
M _{3MIN} =-121,705	N _{COR} =-709,62	1,26				
Zone III Etage 5, 6.7	35x35	N (KN)	M_{cor}(KN.m)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté}(cm²)
		N _{MAX} =72,28	M _{2COR} =2,949	ACC	1,74	1,74
			M _{3COR} =0,619		1,44	
		N _{MIN} =-778,27	M _{2COR} =8,77	ELU	0	0
			M _{3COR} =-14,486		0	
		M(KN.m)	N_{cor}(KN)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté}(cm²)
		M _{2MAX} =79,984	N _{COR} =-237,86	ACC	5,7	5,7
		M _{3MAX} =57,399	N _{COR} =-77,8		5,63	
M _{2MIN} =-83,701	N _{COR} =-250,73	ACC	6	6		
M _{3MIN} =-90,356	N _{COR} =-355,51		5,35			
		N (KN)	M_{cor}(KN.m)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté}(cm²)
		N _{MAX} =45,91	M _{2COR} =0,6	ACC	0,95	1,12
			M _{3COR} =1,683		1,12	

Zone IV	Etage : 8, 9, 10	30x30	$N_{MIN} = -395,82$	$M_{2COR} = 6,903$	ELU	0	0
				$M_{3COR} = -11,521$		0	
			M(KN.m)	N_{cor}(KN)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté}(cm²)
			$M_{2MAX} = 49,394$	$N_{2COR} = -93,11$	ACC	5,56	5,56
			$M_{3MAX} = 40,728$	$N_{3COR} = -45,35$		5,18	
			$M_{2MIN} = -41,782$	$N_{2COR} = -49,84$	ACC	5,26	5,33
$M_{3MIN} = -44,152$	$N_{3COR} = -66,12$	5,33					

Tab V.1.1 : Ferrailage des poteaux

- Poteaux 45x45 : Zone I :

Sens xx: $A_{s1 \max} = 10,18\text{cm}^2$, on opte : 2 HA20 + 2 HA16 = 10,3cm² posé symétriquement.

Sens yy : $A_{s2 \max} = 10,18\text{cm}^2$, on opte : 2 HA20+ 2 HA16= 10,3 cm² posé symétriquement.

La section totale est de $4\text{HA}20+8\text{HA}16 = 28,64\text{cm}^2 > A_{s \min} = 18,22\text{cm}^2$.

$$A_{s1} = 2 \text{ HA}20 + 2 \text{ HA}16 = 10,3 \text{ cm}^2$$

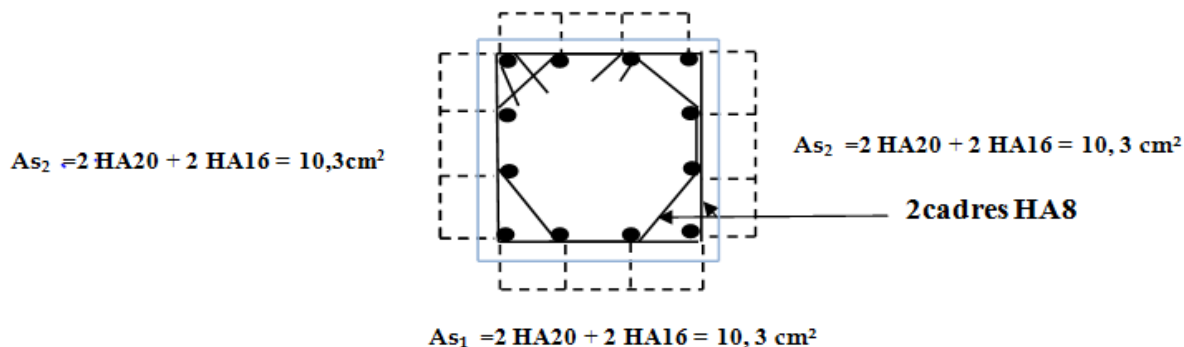


Figure V.1.1 : schéma ferrailage pot 45x45 zone I

- Poteaux 40x40 : ZoneII :

Sens xx : $A_{s1 \max} = 8,04\text{cm}^2$, on opte : 4 HA16=8,04 cm² posé symétriquement.

Sens yy : $A_{s2 \max} = 8,04\text{cm}^2$, on opte : 4 HA16= 8,04cm² posé symétriquement.

La section totale est de $4 \text{ HA}16+8\text{HA}16 = 24,12\text{cm}^2 > A_{s \min} = 14,40 \text{ cm}^2$.

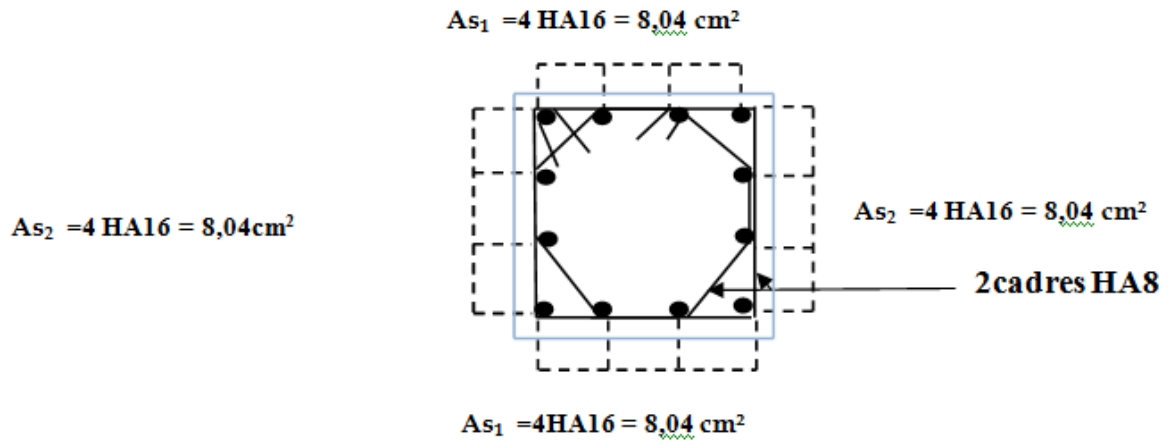


Figure V.1.2 : schéma ferraillage pot 40x40 zone II

- Poteaux 35x35 : Zone III :

Sens xx: $A_{s1 \text{ max}} = 6 \text{ cm}^2$, on opte : $3 \text{ HA16} = 6,03 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

Sens yy : $A_{s2 \text{ max}} = 6 \text{ cm}^2$, on opte : $3 \text{ HA16} = 6,03 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

La section totale est de $8 \text{ HA16} = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 11,025 \text{ cm}^2$.

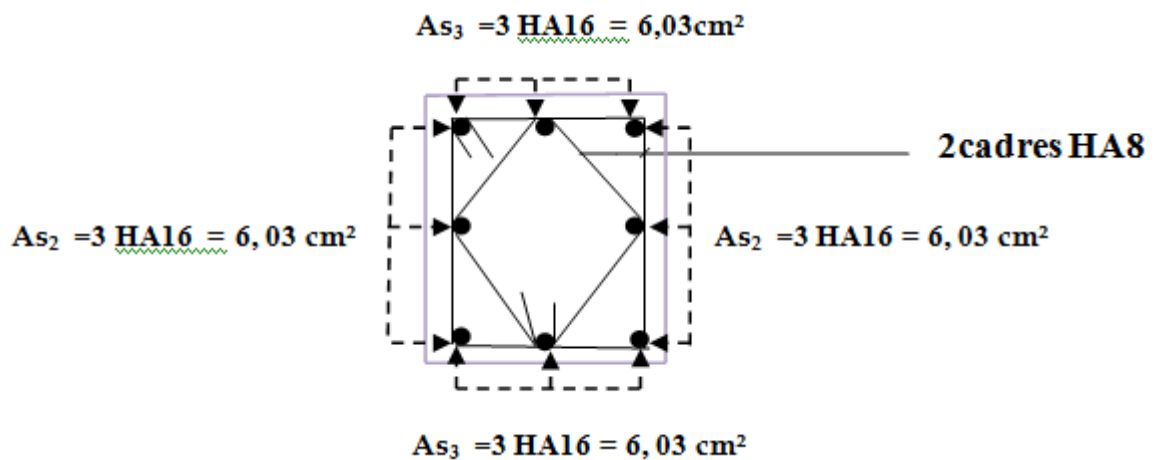


Figure V.1.3 : schéma ferraillage pot 35x35 zone III

- Poteaux 30x30 : Zone IV :

Sens xx : $A_{s1 \text{ max}} = 5,56 \text{ cm}^2$, on opte : 2HA16+1HA14= 5,56cm² posé symétriquement.

Sens yy : $A_{s2 \text{ max}} = 5,56\text{cm}^2$, on opte : 2 HA16 +1HA14= 5,56cm² posé symétriquement.

La section totale est de 4HA16+4HA14= 14,2cm² > $A_{s \text{ min}} = 8,1\text{cm}^2$.

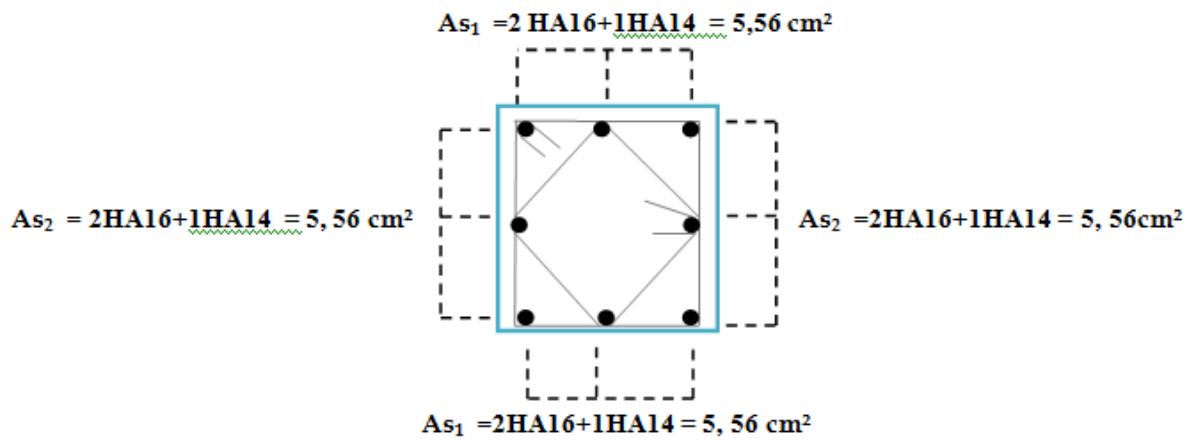


Figure V.1.4 : schéma ferrailage pot 30x30 zone IV

V.1.6. Vérification à l'ELU

V.1.6.1 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

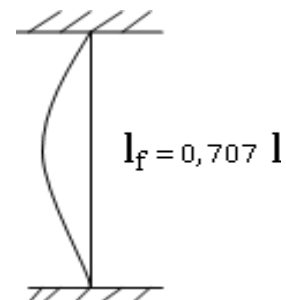
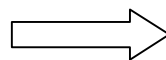
La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Elancement géométrique des poteaux :

$$g = \frac{l_f}{a}, l_f = 0,707 l_0$$



$$g = \frac{0,707 l_0}{a}$$

- Poteaux 45x45 pour le S.sol et le RDC

$$g = 6,41 > 5 \quad d = 0,075$$

$$\tau_u = \frac{84,66 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,447 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_{bu}$ Condition vérifié.

- Poteaux 45x45 pour 1^{er} étage

$$g = 4,523 < 5 \quad d = 0,04$$

$$\tau_u = \frac{84,66 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,447 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_{bu}$ Condition vérifié.

- Poteaux 40x40 pour 2^{eme}, 3 et 4 étage

$$g = 5,09 > 5 \quad d = 0,075$$

$$\tau_u = \frac{80,56 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,544 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_{bu}$ Condition vérifié.

- Poteaux 35x35 pour 5^{eme}, 6 et 7 étage

$$g = 5,82 > 5 \quad d = 0,075$$

$$\tau_u = \frac{61,72 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,551 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa.}$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_{bu}$ Condition vérifié.

- Poteaux 30x30 pour 8^{ème}, 9 et 10 étage

$$\bar{\sigma}_g = 6,787 > 5 \quad \bar{\sigma}_d = 0,075$$

$$\tau_u = \frac{40,40 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.}$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_{bu}$ Condition vérifié.

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

V.1.6.2 Calcul des armatures transversales

Ces armatures ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

V.1.6.2.1 Le Diamètre des armatures transversales

D'après le [BAEL 91] 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

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adoptera des cadres de section : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

V.1.6.2.2 Espacement des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Elancement géométrique des poteaux :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}, \quad l_f = 0,707 l_0$$

$$g = \frac{0,707 l_0}{a}$$

- **Poteaux 45x45 pour le S.Sol et le RDC**

$$g = 6,41 > 5 \quad = 2,50$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 450 \times 400}{2,5 \times 84,66 \times 10^3} = 17 \text{ cm}$$

- **Poteaux 45x45 pour le 1^{er} étage**

$$g = 4,523 < 5 \quad = 3,75$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 450 \times 400}{3,75 \times 84,66 \times 10^3} = 11,13 \text{ cm}$$

- **Poteaux 40x40 pour 2^{eme}, 3 et 4 étage**

$$g = 5,09 > 5 \quad = 2,50$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 400 \times 400}{2,50 \times 80,561 \times 10^3} = 15,9 \text{ cm}$$

- **Poteaux 35x35 pour 5^{eme}, 6 et 7 étage**

$$g = 5,82 > 5 \quad = 2,5$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 350 \times 400}{2,5 \times 61,72 \times 10^3} = 18,2 \text{ cm}$$

- **Poteaux 30x30 pour 8^{eme}, 9 et 10 étage**

$$g = 6,747 > 5 \quad = 2,5$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 300 \times 400}{2,5 \times 40,4 \times 10^3} = 23,8 \text{ cm}$$

V.1.6.2.3. Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

En zone nodale :

$t \leq 10\text{cm}$ en zone III $\Rightarrow t = 8\text{cm}$.

En zone courante :

$$t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_1^{\min}) \quad \Rightarrow \quad t' \leq \min(22,5\text{cm}; 14\text{cm})$$

$$\quad \quad \quad \Rightarrow t' = 14\text{cm}$$

P.S :

A la zone nodale qui est très sensible aux séismes, on met des armatures en U superposées avec alternances d'orientation, à fin de la consolider et ainsi la rendre moins vulnérable.

V.1.6.2.4 Longueurs minimale des recouvrements

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_f = 50\phi_l \quad \text{en zone III} \quad \Rightarrow \quad L_f = 50 \times 2,0 = 100 \text{ cm.}$$

V.1.6.2.5 Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \quad \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% t \times b_1$$

$$\lambda_g \leq 3 \quad \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% t \times b_1$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5 \quad \dots\dots\dots$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

- Poteaux 45x45 pour le(s-sol ; RDC et 1^{er} étage:

$$\lambda_g = 6,41 > 5$$

En zone nodale ($t = 8\text{cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times t \times b_1 = 0,003 \times 8 \times 45 = 1,08\text{cm}^2.$$

En zone courante ($t' = 14\text{cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times t' \times b_1 = 0,003 \times 14 \times 45 = 1,89\text{cm}^2$$

- **Poteaux 40x40 pour 2^{ème}, 3 et 4 étage**

$$\lambda_g = 5,09 > 5$$

En zone nodale (t = 8cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times t \times b_1 = 0,003 \times 8 \times 40 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

En zone courante (t' = 14cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times t' \times b_1 = 0,003 \times 14 \times 40 = 1,68 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux 35x35 pour 5^{ème}, 6 et 7 étage**

$$\lambda_g = 5,82 > 5$$

En zone nodale (t = 8 cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times t \times b_1 = 0,003 \times 8 \times 35 = 0,84 \text{ cm}^2.$$

En zone courante (t' = 14 cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times t' \times b_1 = 0,003 \times 14 \times 35 = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux 30x30 pour 8^{ème}, 9 et 10 étage**

$$\lambda_g = 6,787 > 5$$

En zone nodale (t = 8 cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times t \times b_1 = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2.$$

En zone courante (t' = 14 cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times t' \times b_1 = 0,003 \times 14 \times 30 = 1,26 \text{ cm}^2$$

CONCLUSION:

$$A_t^{\min} = 1,08 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 1,89 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 1,68 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 1,47 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 0,72 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Tableaux récapitulatifs :

Niveaux	Vu(KN)	λ_g	ρ_a	b (cm)	h (cm)	ρ_d	At(cm2)	A_t^{\min}	Atadop(cm2)	t (cm)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	observation
45x45	62.08	6,41	2,5	45	45	0,075	2,01	1,08	2,01	8	0,447	1,875	vérifiée
								1,89		14			
40x40	50.58	5,09	2.5	40	40	0,075	2,01	0,96	2,01	8	0,544	1,875	vérifiée
								1,68		14			
35x35	58.47	5,82	2,5	35	35	0,075	2,01	0,84	2,01	8	0,551	1,875	vérifiée
								1,47		14			
30x30	53.17	6,78	2,5	30	30	0,075	2,01	0,72	2,01	8	0,50	1,875	vérifiée
								1,26		14			

Tab V.1.2 : Tableaux récapitulatifs

V.6.2.6 Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Poteaux 45x45:

Combinaison	N(KN)	M (KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max}M_{maxcorr}$	525,34	3,468	0,0066	5,75	28,64
$N_{min}M_{mincorr}$	-1992,95	-22,925	0,011	5,62	28,64
$M_{max}N_{maxcorr}$	122,143	-274,16	-0,44	5,32	28,64
$M_{min}N_{mincorr}$	-125,899	-792,3	0,16	5,68	28,64

Tableau V.1.3 : condition de non fragilité pour pot 45x45

- Poteaux 40x40:

Combinaison	N(KN)	M (KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max}M_{maxcorr}$	309,41	6,222	0,02	4,40	24,12
$N_{min}M_{mincorr}$	-1181,97	-16,46	0,014	4,4	24,12
$M_{max}N_{maxcorr}$	104,922	-313,13	-0,33	4,27	24,12
$M_{min}N_{mincorr}$	-121,705	-709,62	0,17	4,46	24,12

Tableau V.1.4 :condition de non fragilité pour pot 40x40

- Poteaux 35x35:

Combinaison	N(KN)	M (KN.m)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max}M_{maxcorr}$	72,28	2,949	0,04	3,34	16,08
$N_{min}M_{mincorr}$	-778,27	-14,486	0,02	3,33	16,08
$M_{max}N_{maxcorr}$	79,984	-237,86	-0,33	3,22	16,08
$M_{min}N_{mincorr}$	-90,356	-355,51	0,25	3,41	16,08

Tableau V.1.5 :condition de non fragilité pour pot 35x35

- Poteaux 30x30:

Combinaison	N(KN)	M (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} M _{max} →	45,91	1,683	0,037	2,42	14,02
N _{min} M _{min} →	-395,82	-11,521	0,029	2,41	14,02
M _{max} N _{max} →	49,394	-93,11	-0,53	2,32	14,02
M _{min} N _{min} →	-44,152	-66,12	0,67	2,63	14,02

Tableau V.1.6 :condition de non fragilité pour pot 30x30

V.1.7.Vérification à l’ELS

V.1.7.1. Etat limite de compression du béton

Pour le cas des poteaux, on vérifie l’état limite de compression du béton et pour cela :

On calcul les contraintes du béton et de l’acier dans les deux directions 3-3 et 2-2

et on les compareaux contraintes admissibles afin de vérifiées les sections adoptées à l’ELS

Contrainte admissible de l’acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

b : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

s : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

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

Remarque : Les contraintes positives représentent des compressions, et les contraintes négatives représentent des traction

pot	N_s (KN)	M_s (KN.m)	A_{st} (cm ²)	A_{sc} (cm ²)	$h/2-$ c	e (cm)	nat	b	s	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	obs
I 45	$N_{max} = -251,03$	$M_{cor} = -0,613$	20,6	0,6	19,5	0,24	SEC	-0,04	-0,83	15	348	OK

	$N_{\min} = -1236,17$	$M_{\text{cor}} = -4,466$	20,6	0,6	19,5	0,36	SEC	-0,31	-6,04	15	348	OK
	$N_{\text{cor}} = -696,75$	$M_{\max} = 26,886$	20,6	0,6	19,5	-3,85	SEC	1,82	36,37	15	348	OK
	$N_{\text{cor}} = -684,45$	$M_{\min} = -20,224$	20,6	0,6	19,5	2,95	SEC	1,37	27,36	15	348	OK
Zone II 40X40	$N_{\max} = -154,52$	$M_{\text{cor}} = 0,678$	16,08	6,08	17	-0,44	SEC	0,08	1,33	15	348	OK
	$N_{\min} = -859,62$	$M_{\text{cor}} = -11,873$	16,08	6,08	17	1,38	SEC	-1,18	-23,3	15	348	OK
	$N_{\text{cor}} = -439,77$	$M_{\max} = 33,744$	16,08	6,08	17	-7,67	SEC	3,36	66,25	15	348	OK
	$N_{\text{cor}} = -430,05$	$M_{\max} = -25,883$	16,08	6,08	17	6,02	SEC	-2,6	-50,8	15	348	OK
Zone I 35X35	$N_{\max} = -74$	$M_{\text{cor}} = 1,099$	12,06	2,06	14,5	-1,48	SEC	0,17	3,33	15	348	OK
	$N_{\min} = -563,94$	$M_{\text{cor}} = -10,383$	12,06	2,06	14,5	1,84	SEC	-1,59	31,5	15	348	OK
	$N_{\text{cor}} = -236,49$	$M_{\max} = 35,781$	12,06	2,06	14,5	-15,1	SPC	,48	08,4	15	348	OK
	$N_{\text{cor}} = -267,32$	$M_{\max} = -27,096$	12,06	12,06	14,5	10,13	SEC	-4,15	-82,1	15	348	OK
Zone I 30X30	$N_{\max} = -5,24$	$M_{\text{cor}} = -0,352$	1,12	1,12	12	6,72	SEC	0,08	-1,39	15	348	OK
	$N_{\min} = -286,85$	$M_{\text{cor}} = -8,253$	1,12	1,12	12	2,87	SEC	1,9	-32,6	15	348	OK
	$N_{\text{cor}} = -65,9$	$M_{\max} = 30,193$	1,12	1,12	12	-45,8	SPC	,99	119,2	15	348	OK
	$N_{\text{cor}} = -60,43$	$M_{\max} = -22,368$	1,12	1,12	12	37,01	SPC	5,17	-88,3	15	348	OK

Tableau V.1.7 : récapitulatif des contraintes

Les contraintes dans l'acier et dans le béton non pas atteint les contraintes admissibles.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Poteau	Section (cm ²)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	t' cm (z.courante)	t cm (z.nodale)
ZoneI (45x45)	45x45	4 HA20 + 8HA16	4Φ8	14	8
ZoneII (40x40)	40x40	4HA16 + 8HA16	4Φ8	14	8
ZoneIII (35x35)	35x35	8 HA16	4Φ8	14	8
ZoneIII (30x30)	30x30	4HA16+4HA14	4Φ8	14	8

Tab V.1.8 : Résumé ferrailage des poteaux .

V.2. Ferrailage des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2.2. Les combinaisons de calcul

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q..... \text{ à l'ELU}$$

$$G + Q \text{ à l'ELS}$$

$$G+Q\pm E..... \text{ RPA99 révisé 2003}$$

$$0.8G\pm E..... \text{ RPA99 révisé 2003}$$

V.2.3. Recommandation pour le ferrailage des poutres

V.2.3.1 Recommandation du CBA93 : (Condition De Non Fragilité)

Il faut respecter les pourcentages minimaux donnés d'après CBA93 :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres principale (30 x 45) : $A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$.

Pour les poutres secondaire (25 x 35) : $A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2$.

- Vérification de la contrainte tangente

Les règles CBA93 (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme étant : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

V_u = effort tranchant à L'E.L.U.

b = largeur de la poutre.

d = hauteur utile.

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min (0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

- **Disposition constrictives**

Calcul de l'espacement : espacement S_t des cours d'armatures transversales :

CBA93 (A.5.1.2.2) :

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) nous donne la formule suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

V.2.3.2. Recommandation du RPA 99 version 2003

- **Armatures longitudinales**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutres principales de (30 x 45) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (25 x 40) : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement.

Poutres principales de (30x45) :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (25x35) :

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement et de $40 \varnothing$ en 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° .
- **Armatures transversales**
- La quantité minimal des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) ; \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.4. Ferrailages des poutres principales

On a deux méthodes pour le calcul du ferrailage :

1^{ère} méthode : calcul manuel

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

Soit :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

si $\mu_b < \mu_l$ section simplement armée

Pour les FeE400 : si $\mu_b > \mu_l$ section doublement armée

- Section sans armatures comprimées ($A's = 0$) :

$$\text{si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- Section avec armatures comprimées ($A's \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

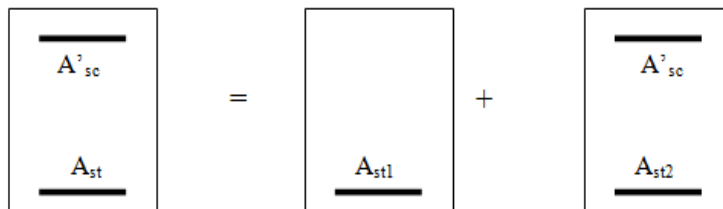


Figure V.2.1 : ferrailage du poutre doublement armée

A_{st} : La section d'acier inférieure tendue,

A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

2^{ème} méthode : calcul automatique

Dans ce cas là le calcul se fera à l'aide du logiciel « Socotec ». Pour notre cas on a utilisé la 2^{ème} méthode et les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Ferraillage en travée

Niv	M (KN.m)	A _s [cm ²]	Ferraillage	A _{s adopt} [cm ²]	Ferraillage Total	A _{s total} [cm ²]	A _{min} (cm ²)
10	69,76	6,44	3HA14 (fil)+2HA12 (chap)	6,88	(3HA14)inf(fil)+2HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	12,91	6,75
9	69,76	6,44	3HA14 (fil)+2HA12 (chap)	6,88	(3HA14)inf(fil)+2HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	12,91	6,75
8	69,76	6,44	3HA14 (fil)+2HA12 (chap)	6,88	(3HA14)inf(fil)+2HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	12,91	6,75
7	84,96	7,9	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75
6	84,96	7,9	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75
5	84,96	7,9	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75
4	84,96	7,9	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75
3	85.775	7,98	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75
2	85.775	7,98	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75
1	85.775	7,98	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75
RDC	85.775	7,98	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75
S.Sol	85.775	7,98	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)	8,01	(3HA14)inf(fil)+3HA12 (chap) inf+ (3HA16) sup (fil)	14,04	6,75

Tableau V.9 : ferraillage de la poutre principale en travée

Ferrailage en appuis Sup

Niv	M (KN.m)	A _s [cm ²]	Ferrailage	A _s adopté [cm ²]	Ferrailage Total	A _s total [cm ²]	A _{min} (cm ²)
10	-116,29	10,99	3HA16(fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
9	-116,29	10,99	3HA16(fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
8	-116,29	10,99	3HA16 (fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
7	-123,468	11,71	3HA16 (fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
6	-123,468	11,71	3HA16 (fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
5	-123,468	11,71	3HA16(fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
4	-123,468	11,71	3HA16(fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
3	-124,563	11,82	3HA16(fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
2	-124,563	11,82	3HA16(fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
1	-124,563	11,82	3HA16(fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
RDC	-124,563	11,82	3HA16(fil)+3HA12 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75
S.Sol	-124,563	11,82	3HA16(fil)+3HA16 (chap)	12,06	(3HA16 (fil)+3HA16 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	16,68	6,75

Tableau V.10 : ferrailage de la poutre principale aux appuis

Le ferrailage adopté :

S-Sol, RDC, Etages (1, 2, 3, 4, 5, 6,7):

Lit inférieur : 3HA14 filantes+ 3HA12 en chapeaux.

Lit supérieur : 3HA16 filantes + 3HA16 en chapeaux.

Etages (8, 9,10) :

Lit inférieur : 3HA14 filantes+ 2HA12 en chapeaux.

Lit supérieur : 3HA16filantes + 3HA16en chapeaux.

V.2.5. Ferrailages des poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA99 version 2003 exige des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

Ferrailage en travée

Niv	M (KN.m)	$A_{s,e}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{s,ac}$ [cm ²]	Ferrailage total	$A_{s,total}$ [cm ²]	A_{min} (cm ²)
10	66,31	7,06	3HA14 (fil)+ 3HA12 (chap)	8,01	(3HA14 (fil)+3HA12 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	12,63	5
9	66,31	7,06	3HA14 (fil)+ 3HA12 (chap)	8,01	(3HA14 (fil)+3HA12 (chap)) inf+ (3HA14) sup (fil)	12,63	5
8	66,31	7,06	3HA14 (fil)+ 3HA12 (chap)	8,01	(3HA14 (fil)+3HA12 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	12,63	5
7	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5
6	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5
5	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5
4	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5
3	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5
2	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5
1	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5
RDC	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5
S.Sol	84,21	9,1	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf + (3HA14) sup (fil)	13,86	5

Tableau V.11 : ferrailage de la poutre secondaire en travée

Ferraillage en appuis Sup

Niv	M (KN.m)	A _s [cm ²]	Ferraillage	A _s adopt [cm ²]	Ferraillage Total	A _s total [cm ²]	A _{min} (cm ²)
10	-78,743	8,47	3HA14(fil)+ 3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
9	-78,743	8,47	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
8	-78,743	8,47	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
7	-84,474	9,13	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
6	-84,474	9,13	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
5	-84,474	9,13	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
4	-84,474	9,13	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
3	-84,474	9,13	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
2	-84,474	9,13	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
1	-84,474	9,13	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
RDC	-84,474	9,13	3HA14(fil)+3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5
S.Sol	-84,474	9,13	3HA14(fil)+ 3HA14 (chap)	9,24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	13,86	5

Tableau V.12 : Ferraillage de la poutre secondaire aux appuis

Le ferraillage adopté

S-Sol, RDC, Etages (1, 2, 3, 4, 5, 6,7):

Lit inférieur : 3HA14 filantes+ 3HA14 en chapeaux.

Lit supérieur : 3HA14 filantes + 3HA14 en chapeaux.

Etages (8,9,10):

Lit inférieur : 3HA14 filantes+ 3HA12 en chapeaux.

Lit supérieur : 3HA14filantes + 3HA14 en chapeaux.

Remarque

On remarque que dans toutes les travées Socotec nous donne une valeur de 0 cm² pour la section d'armature supérieure ce qui nous permet de conclure que le béton seul suffit.

Même chose pour ce qui concerne les cas en appuis Socotec nous donne une valeur de 0 cm² pour la section d'armature inférieure ce qui nous permet de conclure aussi que le béton seul suffit.

Le montage entre les armatures se fera donc par les barres filantes poser sur le lit inférieur dans les travées.

V.2.6. Calcul de l'espacement en tenant compte de l'effort tranchant**V.2.6.1. Pour les poutres principales****- Calcul de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{312,43 \times 10^3}{300 \times 420} = 2,48 \text{ MPa}$$

- Calcul de l'espacement entre cadre

$$\frac{A_T}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{ij}}{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits : $\sin a + \cos a = 1$

$$f_{ij} = 2.1$$

$$K = 1$$

$$A_T = 4\text{HA}8 = 2.01$$

$$f_e = 235$$

$$S_t \leq \frac{A_T \times 0.8f_e}{b(\tau_u - 0.3Kf_{ij})}$$

$$S_t \leq \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 0.8 \cdot 235}{0.3(2,48 - 0.3 \cdot 2.1 \cdot 1)} = 7 \text{ cm}$$

V.2.6.2. Pour les poutres secondaires**- Calcul de la contrainte de cisaillement**

$$T_u = 230,93$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{230,93 \times 10^3}{250 \times 370} = 2,5 \text{ MPa .}$$

- Calcul de l'espacement entre cadre

$$\frac{A_r}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$S_t \leq \frac{A_r \times 0,8f_e}{b(\tau_u - 0,3Kf_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{2,01 \times 10^{-2} \times 0,8 \times 235}{0,25(2,5 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 8 \text{ cm}$$

Remarque

$S_t < 10 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée selon RPA

- L'espacement**La zone nodale**

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm}\right)$$

$$(45/4 ; 12 \times 0,8 ; 30 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm}$$

Donc $S = 8 \text{ cm}$

La zone de courante

$$S' \leq \frac{h}{2} = 45/2 = 22,5 \quad \boxed{S' = 15 \text{ cm}}$$

V.2.7. Vérifications à l'E L U

V.2.7.1 Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL91)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres principales : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires : $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,117 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

V.2.7.2 Vérification de l'effort tranchant : (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

Pour une fissuration peu nuisible:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{312,43 \times 10^3}{300 \times 420} = 2,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

- pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{230,93 \times 10^3}{250 \times 330} = 2,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.7.3. Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art A.6.1,3/BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

- Poutres principales :

$$3HA16+3HA14 \implies \sum u_i = 3 \cdot 3,14 \cdot 16 + 3 \cdot 3,14 \cdot 14 = 282,6 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires :&

$$6HA14 \sum u_i = 6 \cdot 3,14 \cdot 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$\psi_s = 1,5$: Haute adhérence

Contrainte admissible d'adhérence : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\text{Pour les poutres principales : } \tau_s = \frac{312,43 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 282,6} = 2,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les poutres secondaires : } \tau_s = \frac{230,93 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 2,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

\implies Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

V.2.7.4. Longueur de scellement droit :(Art A.6.1,22/BAEL91)

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$

$$\text{Pour } \phi 12 : L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 14 : L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 16 : L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur d’ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_c = 0,4 \cdot L_s$$

$$\text{Pour } \phi 12 : L_c = 0,4 \cdot 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 14 : L_c = 0,4 \cdot 49,38 = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 16 : L_c = 0,4 \cdot 56,44 = 22,58 \text{ cm}$$

V.2.7.5. Influence de l’effort tranchant sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier cette condition : } \frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutre principale

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 312,43 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 430} = 5,38 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Poutre secondaire

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 230,93 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 370} = 5,55 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

V.2.7.6. Influence de l’effort tranchant sur l’acier

Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)

D’après (l’Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l’ELU est $M_u < 0,9 \cdot V_u \cdot d$, alors on doit prolonger les armatures en travées

au delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort

égale a : $V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d}$

Ou bien, il faut vérifier cette condition : $\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

- **Poutre principale**

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 312,43 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 430} = 5,38 MPa$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 MPa$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Poutre secondaire**

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 230,93 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 370} = 5,55 MPa$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 MPa$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

V.2.7.7.Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieur suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition : (6HA14) $A_{stadopté} > A_{s \text{ tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e}$

- **Poutre principale**

$$A_{s \text{ tancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e} = \frac{312,43 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 8,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ tancrer}} = 8,98 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire**

$$A_{s \text{ tancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e} = \frac{230,93 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 6,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ tancrer}} = 6,63 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes

V.2.7.8. Calcul des armatures transversales

- **Poutres principales**

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.2) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 12\right) = 12,86 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend du } \Phi 8$$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$

- **Calcul des espacements**

BAEL91 (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(38,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 38,7 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

RPA99 version 2003

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(11.25 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm}$$

On prend: $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$.

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

On prend : $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

- ***Poutres secondaires***

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{25}{10}; 12\right) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend du } \Phi 8$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$

- ***Calcul des espacements***

BAEL91 (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(29.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

RPA99 version 2003

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_{tmax}=8$ cm.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

On prend: $S_{tmax} = 15$ cm

Pour les poutres secondaires ; on adopte le même espacement dans les deux zones, Parce qu'ils sont sollicités par un effort tranchant qui est constant sur toute leurs longueurs.

V.2.7.8. Délimitation de la zone nodale

La longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée :

$$L' = 2xh$$

Poutres principales : $L' = 2 \times 45 = 90$ cm.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 40 = 80$ cm.

Remarque : Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

V.2.7.9. Pourcentage minimum des armatures transversales

- **BAEL91 (Art 5.1, 22)**

Il faut vérifiée cette condition : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,4bS_t}{f_e}$

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{235} = 0,76 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{min} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{235} = 0,64 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{adop} \geq A_t^{min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **RPA99 version 2003**

La quantité d'armatures minimales est :

Poutres principales : $A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 25 = 0,60 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- a $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- a $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée

V.2.8. Vérification à l'ELS

V.2.8.1 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

V.2.8.2 Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s \cdot 10^3}{\beta_1 d A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- Vérification du Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS :

NIV	Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
10	63,286	16,68	1,293	0,847	17,68	104,17	5,89	15	vérifiée
9	70,496	16,68	1,293	0,847	17,68	116,04	6,56	15	vérifiée
8	68,032	16,68	1,293	0,847	17,68	111,98	6,33	15	vérifiée
7	65,665	16,68	1,293	0,847	17,68	108,09	6,11	15	vérifiée
6	64,844	16,68	1,293	0,847	17,68	106,73	6,03	15	vérifiée
5	61,504	16,68	1,293	0,847	17,68	101,24	5,72	15	vérifiée
4	57,166	16,68	1,293	0,847	17,68	94,10	5,32	15	vérifiée
3	54,782	16,68	1,293	0,847	17,68	90,17	5,10	15	vérifiée
2	50,628	16,68	1,293	0,847	17,68	83,33	4,71	15	vérifiée
1	44,382	16,68	1,293	0,847	17,68	73,05	4,13	15	Vérifiée
RDC	42,327	16,68	1,293	0,847	17,68	69,67	3,94	15	Vérifiée
S.Sol	39,627	16,68	1,293	0,847	17,68	65,22	3,68	15	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification du Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

- Vérification du Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELS :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
10	38,054	12,91	1,000	0,860	20,71	79,71	3,85	15	vérifiée
9	33,966	12,91	1,000	0,860	20,71	71,15	3,44	15	vérifiée
8	34,828	12,91	1,000	0,860	20,71	72,95	3,52	15	vérifiée
7	32,364	14,04	1,088	0,860	19,72	62,33	3,16	15	vérifiée
6	30,612	14,04	1,088	0,856	19,72	59,24	3,00	15	vérifiée
5	30,946	14,04	1,088	0,856	19,72	59,88	3,04	15	vérifiée
4	29,309	14,04	1,088	0,856	19,72	56,71	2,88	15	vérifiée
3	28,161	14,04	1,088	0,856	19,72	54,49	2,76	15	vérifiée
2	28,39	14,04	1,088	0,856	19,72	54,94	2,79	15	vérifiée
1	27,292	14,04	1,088	0,856	19,72	52,81	2,68	15	vérifiée
RDC	26,843	14,04	1,088	0,856	19,72	51,94	2,63	15	vérifiée
E.Sol	31,672	14,04	1,088	0,856	19,72	61,29	3,11	15	vérifiée

Tableau V.14 : Vérification du Ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS

NIV	Ms	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
10	45,819	13,86	1,498	0,839	16,06	106,49	6,63	15	Vérifiée
9	45,481	13,86	1,498	0,839	16,06	105,71	6,58	15	Vérifiée
8	45,481	13,86	1,498	0,839	16,06	105,71	6,58	15	Vérifiée
7	44,48	13,86	1,498	0,839	16,06	103,38	6,44	15	Vérifiée
6	44,48	13,86	1,498	0,839	16,06	103,38	6,44	15	Vérifiée
5	44,48	13,86	1,498	0,839	6,06	103,38	644	15	Vérifiée
4	43,483	13,86	1,498	0,839	16,06	101,06	6,29	15	Vérifiée
3	43,483	13,86	1,498	0,839	16,06	101,06	6,29	15	Vérifiée
2	43,483	13,86	1,498	0,839	16,06	101,06	6,29	15	Vérifiée
1	42,49	13,86	1,498	0,839	16,06	98,76	6,15	15	Vérifiée
RDC	42,49	13,86	1,498	0,839	16,06	98,76	6,15	15	Vérifiée
E.Sol	17,626	13,86	1,498	0,839	16,06	40,97	2,55	15	Vérifiée

Tableau V.15 : Vérification du Ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS

- Vérification du Ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS :

NIV	Ms	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
10	26,965	12,63	1,365	0,845	17,26	68,29	3,96	15	vérifiée
9	33,897	12,63	1,365	0,845	17,26	85,84	4,97	15	vérifiée
8	31,702	12,63	1,365	0,845	17,26	80,28	4,65	15	vérifiée
7	32,465	13,86	1,498	0,839	16,06	75,46	4,70	15	vérifiée
6	32,711	13,86	1,498	0,839	16,06	76,03	4,73	15	vérifiée
5	29,155	13,86	1,498	0,839	16,06	67,76	4,22	15	vérifiée
4	27,315	13,86	1,498	0,839	16,06	63,49	3,95	15	vérifiée
3	25,358	13,86	1,498	0,839	16,06	58,94	3,67	15	vérifiée
2	20,876	13,86	1,498	0,839	16,06	48,52	3,02	15	vérifiée
1	17,176	13,86	1,498	0,839	16,06	39,92	2,49	15	vérifiée
RDC	12,977	13,86	1,498	0,839	16,06	30,16	1,88	15	vérifiée
E.Sol	11,829	13,86	1,498	0,839	16,06	27,49	1,71	15	vérifiée

Tableau V.16 : Vérification du Ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS

V.2.8.3 Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre 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 du BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{A_s}{b \cdot x_d} < \frac{4,2}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

A_s : Armatures adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS.

M_0 : Moment max isostatique.

- **Poutres principales**

Calcul de M_o :

$$q_s = G+Q$$

$$q_s = 5,74 + (0,3 \times 0,45 \times 25) + 1 = 10,115 \text{ KN/ml}$$

$$L = 5,05 \text{ m}$$

$$M_o = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{10,115 \cdot (5,05)^2}{8} = 32,24 \text{ KN.m}$$

- **Poutres secondaire**

Calcul de M_o :

$$q_s = G+Q$$

$$q_s = 5,74 + (0,25 \times 0,40 \times 25) + 1 = 9,24 \text{ KN/ml}$$

$$L = 4,50 \text{ m}$$

$$M_o = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{9,24 \cdot (4,5)^2}{8} = 23,39 \text{ KN.m}$$

- **Poutre principale**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{505} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{505} = 0,089 \geq \frac{85,775}{10 \times 32,24} = 0,266 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{14,04}{30 \times 45} = 0,0104 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutre secondaire**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0,088 \geq \frac{84,21}{10 \times 23,39} = 0,36 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{13,86}{25 \times 40} = 0,0138 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Conclusion

Les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens longitudinal : la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{505}{500} = 1,01$$

$$\text{Sens transversal : la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,9$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda + \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d}$$

- *Calcul des coefficients*

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

La contrainte dans les aciers tondu :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A} \text{ (Voir l'état limite de résistance du béton en compression).}$$

Les résultats de vérification de la flèche pour les poutres principales et les poutres secondaires sont donnés dans les tableaux suivants.

Les poutres principales

NIV	Ms (kN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm²)	ρ	λv	σs (Mpa)	μ	Ic (cm⁴)	Ifv (cm⁴)	f (mm)	f _{mm}	Obs
10	38,054	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	79,71	0,34	233151,21	203126,8	4,42	10,1	vérifiée
9	33,966	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	71,15	0,29	195182,48	175111,2	4,57	10,1	vérifiée
8	34,828	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	72,95	0,30	195182,48	173961,1	4,72	10,1	vérifiée
7	32,364	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	62,33	0,23	195182,48	181557,3	4,20	10,1	vérifiée
6	30,612	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	59,24	0,21	195182,48	184196,1	3,92	10,1	vérifiée
5	30,946	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	59,88	0,21	195182,48	183630,8	3,97	10,1	vérifiée
4	29,309	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	56,71	0,19	195182,48	186534,7	3,70	10,1	vérifiée
3	28,161	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	54,49	0,17	195182,48	188734,6	3,52	10,1	vérifiée
2	28,39	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	54,94	0,18	195182,48	188276,8	3,55	10,1	vérifiée
1	27,292	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	52,81	0,16	195182,48	190500,3	3,38	10,1	vérifiée
RDC	26,843	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	51,94	0,15	195182,48	191451,5	3,31	10,1	vérifiée
S-S	31,672	5050	10818,8	45	14,04	0,01	0,77	61,29	0,22	195182,48	182420,4	4,09	10,1	vérifiée

Tableau V.17 : Vérification de la flèche en travées des poutres principales

Poutres secondaires

NIV	Ms (kN)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	I_c (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f (mm)	$\frac{f}{m/n}$	Obs
10	26,965	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	79,71	0,33	164005,54	142989,64	3,53	9	vérifiée
9	33,897	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	71,15	0,28	137338,87	123348,66	5,14	9	vérifiée
8	31,702	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	72,95	0,29	137338,87	122525,19	4,84	9	vérifiée
7	32,465	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	62,33	0,23	137338,87	127965,33	4,75	9	vérifiée
6	32,711	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	59,24	0,20	137338,87	129855,65	4,71	9	vérifiée
5	29,155	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	59,88	0,21	137338,87	129450,66	4,22	9	vérifiée
4	27,315	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	56,71	0,19	137338,87	131531,20	3,89	9	vérifiée
3	25,358	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	54,49	0,17	137338,87	133107,53	3,57	9	vérifiée
2	20,876	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	54,94	0,17	137338,87	132779,47	2,94	9	vérifiée
1	17,176	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	52,81	0,15	137338,87	134372,94	2,39	9	vérifiée
RDC	12,977	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	51,94	0,15	137338,87	135054,65	1,80	9	vérifiée
S-s	11,829	4500	10818,8	40	13,88	0,01	0,78	61,29	0,22	137338,87	128583,59	1,72	9	vérifiée

Tableau V.18 : Vérification de la flèche en travées des poutres secondaires

V.3. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes (G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

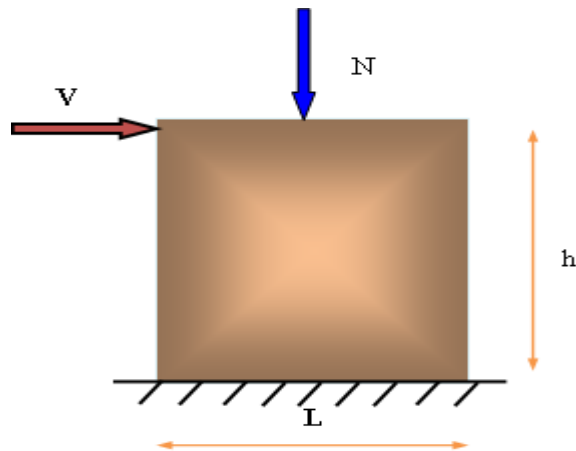


Figure V.1 : Sollicitation des voiles

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales (G, Q et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : Entre Sol, RDC et 1^{er} étage.
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.
- Zone III : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage.
- Zone IV : 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage.

V.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.2 Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.3 Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

- **Le BAEL 91**

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

- **Selon le RPA 99 révisé 2003**

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

V.3.4 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, tel que $V=V' = L_{voile}/2$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \text{ (Art 7.7.4.RPA 99)}$$

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

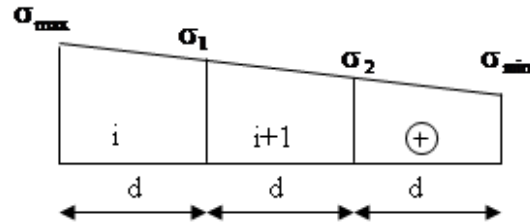
L_t : longueur tendue, tel que $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- *Section entièrement comprimée*

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



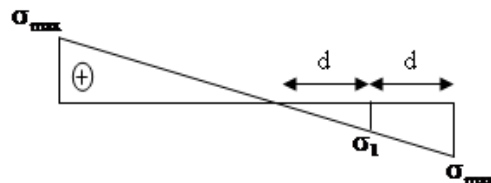
Avec :

e : épaisseur du voile.

- *Section partiellement comprimée*

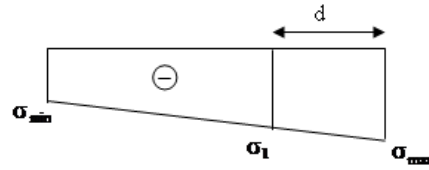
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- *Section entièrement tendue*

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



V.3.4.1. Armatures verticales

- *Section entièrement comprimée*

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 400Mpa.

- *Section partiellement comprimée*

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 400Mpa.

- *Section entièrement tendue*

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 Mpa.

V.3.4.2. Armatures minimales

- *Pour une section entièrement comprimée : (compression simple)*

(Article A.8.1- 21 du BAEL91 modifié 99)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

B : section du béton comprimé.

- *Pour une section entièrement tendue : (traction simple)*

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0,002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

- **Section partiellement comprimée**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

Exigences de RPA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 %

En zone courantes 0,10 %

V.3.4.3. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

V.3.4.4. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

V.3.4.5. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4 L V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

V.3.4.6. Armatures pour les potelets

Il faut prévoir, à l'extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section des derniers est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Armatures adoptées : 4HA14 = 6,16 cm²

Remarque : La structure est munie de deux types de voiles :

- Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité).
- Voiles avec un poteau à une extrémité et de l'autre un potelet.

Dispositions constructives

- Espacement

D'après l'article 7.7-4-3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min\{1,5.e, 30cm\}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- Longueur de recouvrement : (Article 7.7-4-3 du RPA 99 version 2003)

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- **Diamètre minimal**

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

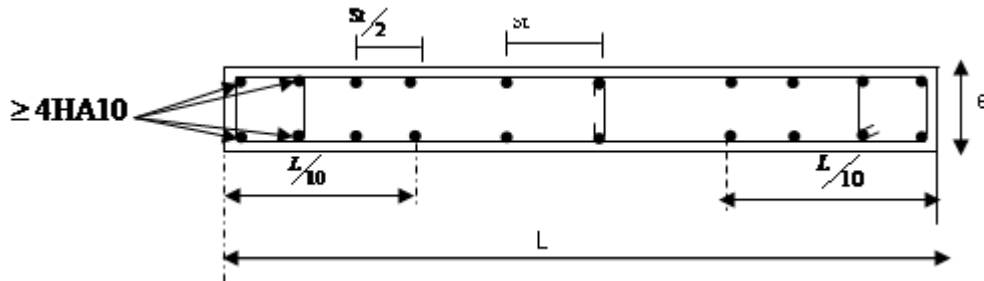


Figure V. Disposition des armatures dans les voiles.

V.3.5. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué, $N_{\text{ser}} = G + Q$

B: Section du béton

A: Section d'armatures adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après le RPA99 révisé 2003

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1,4 \cdot V_u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right), \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

V.3.6. Exemple de ferraillage de voile (VL1)

V.3.6.1. Caractéristiques géométriques

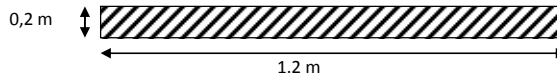
- **Zone I**

$$L = 1,2 \text{ m}; I = 0,03 \text{ m}^4$$

$$B = 0,24 \text{ m}^2$$

$$v = L/2 = 1,2/2 = 0,6 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 458,093 \text{ kNm}; N_{\text{cor}} = -214,58 \text{ kN};$$



$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{-214,58}{0,24} + \frac{458,093 \times 0,6}{0,03} = 8267,78 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{-214,58}{0,24} - \frac{458,093 \times 0,6}{0,03} = -10055,94 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

La section est partiellement comprimée.

- **Largeur de la zone comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{8267,78}{8267,78 + 10055,94} 1,2 = 0,54 \text{ m}$$

- **Largeur de la zone tendue**

$$L_t = L - L_c = 1,2 - 0,54 = 0,66 \text{ m}$$

V.3.6.2. Calcul de la longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0,36\text{m}$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = \frac{0,66}{2} = 0,33 \text{ m}$$

V.3.6.3. Détermination des armatures verticales

- **1^{ère} bande**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(0,66 - 0,33) \times (-10055,94)}{0,66} = -5027,97 \text{ KN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{10055,94 + 5027,97}{2} \times 0,33 \times 0,2 = 497,77 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{497,77}{40} = 12,44 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{5027,97 \times 0,33 \times 0,2}{2} = 165,92 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{165,92}{40} = 4,15 \text{ cm}^2$$

V.3.6.4. Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% \times B\right\} \quad \text{Max (3,47cm}^2, 1,32\text{cm}^2)\dots\dots A_{\min} = 3,47 \text{ cm}^2.$$

Telle que :

$$B = d \times e = 0,33 \times 0,2 = 0,066 \text{ m}^2$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

V.3.6.5. Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 172,78 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 6,65 \text{ cm}^2$$

V.3.6.6. Les armatures calculées

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 12,44 + \frac{6,65}{4} = 14,10 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4,15 + \frac{6,65}{4} = 5,81 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 14,10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,47 \text{ cm}^2 \quad \text{On ferraille avec } A_1 = 14,10 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = 5,81 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,47 \text{ cm}^2 \quad \text{On ferraille avec } A_2 = 5,81 \text{ cm}^2$$

V.3.6.7. Espacement

$$\begin{aligned} \text{zone courante } (d_2) S_t & \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t \\ & = 20 \text{ cm} \\ \text{zone d'extrémité } (d_1) & \quad D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t \\ & = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

V.3.6.8. Le ferrailage adopté

Le voile est ferrillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

$$A_1 = 2 \times 4 \text{ HA16} = 16,32 \text{ cm}^2 \quad , \text{ soit } S_t = 8 \text{ cm}.$$

$$A_2 = 2 \times 2 \text{ HA14} = 6,16 \text{ cm}^2 \quad , \text{ soit } S_t = 16 \text{ cm}.$$

V.3.6.9. Armatures horizontales

$$\text{D'après le BAEL 91: } A_H = A_1 / 4 = \frac{16,32}{4} = 4,08 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003): } A_H = 0,15 \% B = 1,00 \text{ cm}^2.$$

$$A_h \geq \max\left\{\frac{A_v}{4}; 0,15 \% B\right\} = \max\{4,08; 1,00\} = 4,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 10 \text{ HA10} = 7,8 \text{ cm}^2/\text{nappe}.$$

V.3.6.10. Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carre soit HA8.

Soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

V.3.6.11. Vérification de la contrainte de cisaillement

- *D'après le RPA99 révisé 2003*

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 172,78}{0.2 \times 0.9 \times 1,2} \times 10^{-3} = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

D'après le BAEL 91

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right), \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{172,78}{0.2 \times 0.9 \times 1,2} \times 10^{-3} = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

V.3.6.12. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué, $N_{\text{ser}} = G + Q$

B: Section du béton

A: Section d'armatures adoptée.

VL1

VL1	zone		I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,20	1,20	1,20	1,20	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,240	0	0	0	
	I (m ⁴)		0,03	0,03	0,03	0,03	
	V=V'L/2 (m)		0,60	0,60	0,60	0,60	
solllicitations de calcul	M _{max} (kN)		458,09	294,52	258,11	185,36	
	M _{min} (kN)		-459,11	-342,66	-269,25	-171,09	
	N _{cor} (kNm)		-214,58	-242,74	-215,58	-115,96	
	N _s (kN)		-643,12	-487,04	-291,09	-70,02	
	V _u (kN)		172,78	170,00	126,83	67,47	
	σ _{max} (kN/m ²)		8649,52	5124,35	4479,08	3378,52	
	σ _{min} (kN/m ²)		-10437,69	-7147,19	-6275,58	-4344,85	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		0,54	0,50	0,50	0,52	
	L _t (m)		0,66	0,70	0,70	0,68	
	d (m)		0,33	0,35	0,35	0,34	
	σ ₁ (kN/m ²)		-5218,84	-3573,59	-3137,79	-2172,43	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
	N ₁ (kN)		513,70	374,64	329,57	219,98	
N ₂ (kN)		171,23	124,88	109,86	73,33		
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		12,84	9,37	8,24	5,50	
	A _{v2} (cm ²)		4,28	3,12	2,75	1,83	
	A _{vj} (cm ²)		6,65	6,55	4,88	2,60	
	A ₁ (cm ²)		14,51	11,00	9,46	6,15	
	A ₂ (cm ²)		5,94	4,76	3,97	2,48	
	A _{v min} (cm ²)		3,45	3,67	3,68	3,54	
	choix de la section	bande1		2x 4HA16	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA12
		bande2		2x 2HA14	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
	section utilisée	bande1		16,08	12,32	12,32	9,04
		bande2		6,16	4,52	4,52	4,52
	espacement	bande1		8	8	8	8
bande2			16	16	16	16	
A _h (cm ²)		3,63	2,75	2,37	1,54		
A _h choix de la section ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,12	1,10	0,82	0,44	
	τ _u =2,5	τ _u	0,80	0,79	0,59	0,31	
	σ _{b,c} =15	σ _{b,c}	-2,50	-1,90	-1,13	-17,21	

2VL2

2VL2		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,20	1,20	1,20	1,20	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,240	0,240	0,240	0,240	
	I (m ⁴)		0,03	0,03	0,03	0,03	
	V=V'=L/2 (m)		0,60	0,60	0,60	0,60	
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		1574,57	575,85	476,28	438,89	
	M _{min} (kN)		-1598,33	-707,82	-519,73	-303,30	
	N _{cor} (kNm)		-110,70	-330,71	-671,87	-438,31	
	N ₁ (kN)		-1869,73	-1302,84	-731,58	-154,48	
	V _u (kN)		337,08	292,47	228,01	129,18	
	σ _{max} (kN/m ²)		32342,25	10618,96	7123,04	7317,33	
	σ _{min} (kN/m ²)		-33264,75	-13374,88	-12721,96	-10969,92	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		0,59	0,53	0,43	0,48	
	L _t (m)		0,61	0,67	0,77	0,72	
	d (m)		0,30	0,33	0,38	0,36	
	σ ₁ (kN/m ²)		-16632,38	-6687,44	-6360,98	-5484,96	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
	N ₁ (kN)		1517,96	671,00	734,01	592,24	
	N ₂ (kN)		505,99	223,67	244,67	197,41	
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		15,23	9,77	8,35	5,81	
	A _{v2} (cm ²)		4,41	2,84	3,12	2,94	
	A _{vj} (cm ²)		6,98	6,26	4,78	2,97	
	A1 (cm ²)		16,08	11,23	9,54	6,55	
	A2 (cm ²)		6,16	4,41	4,31	3,68	
	A _{v min} (cm ²)		3,19	3,51	4,04	3,78	
	choix de la section utilisée	bande1	bande1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA12
			bande2	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
		bande1	bande1	16,08	12,32	12,32	9,04
			bande2	6,16	4,52	4,52	4,52
	espacement	bande1	8	8	8	8	
bande2		16	16	16	16		
A _h (cm ²)		4,30	3,90	2,14	2,01		
A _h choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	2,18	1,90	1,48	0,84	
	τ _u =2,5	τ _u	1,56	1,35	1,06	0,60	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-7,28	-5,07	-2,85	-37,97	

VL3

VL3	zone		I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,40	1,40	1,40	1,40	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,280	0,280	0,280	0,280	
	I	(m ⁴)	0,05	0,05	0,05	0,05	
	V=V'=	(m					
	L/2)	0,70	0,70	0,70	0,70	
sollicitations de calcul	M _{max}	(kN)	544,72	265,89	216,77	183,82	
	M _{min}	(kN)	-541,75	-212,97	-210,88	-212,66	
	N _{cor}	(kNm)	-183,87	-483,95	-314,37	-48,12	
	N _s	(kN)	-674,14	-493,07	-285,52	-80,20	
	V _u	(kN)	184,74	165,18	147,53	136,74	
	σ _{max}	(kN/m ²)	7680,92	2341,41	2195,20	2641,73	
	σ _{min}	(kN/m ²)	-8994,28	-5798,20	-4440,70	-2985,44	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c	(m)	0,64	0,40	0,46	0,66	
	L _t	(m)	0,76	1,00	0,94	0,74	
	d	(m)	0,38	0,40	0,47	0,37	
	σ ₁	(kN/m ²)	-4497,14	-2899,10	-2220,35	-1492,72	
	σ ₂	(kN/m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00	
N ₁	(kN)	509,39	433,68	312,03	166,31		
N ₂	(kN)	169,80	144,56	104,01	55,44		
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	12,73	10,84	7,80	4,16	
	A _{v2}	(cm ²)	4,24	3,61	2,60	1,39	
	A _{vi}	(cm ²)	7,11	6,36	5,68	5,26	
	A1	(cm ²)	14,51	12,43	9,22	5,47	
	A2	(cm ²)	6,02	5,20	4,02	2,70	
	A _{v min}	(cm ²)	3,96	5,24	4,92	3,90	
	choix de la section	bande1		2x4HA16	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA12
		bande2		2x2HA14	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA12
	section utilisée	bande1		16,08	16,08	12,32	9,04
		bande2		6,16	6,16	4,52	6,52
	espacement	bande1		8	8	8	8
bande2			16	16	16	16	
A _h	(cm ²)	3,63	3,11	2,31	1,37		
A _v choix de la section ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,03	0,92	0,82	0,76	
	τ _u =2,5	τ _u	0,73	0,66	0,59	0,54	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-2,27	-1,66	-0,96	-16,90	

VL4

VL4		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,00	2,00	2,00	2,00	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,400	0,400	0,400	0,400	
	I (m ⁴)		0,13	0,13	0,13	0,13	
	V=V'=L/2 (m)		1,00	1,00	1,00	1,00	
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		807,04	183,35	95,70	97,17	
	M _{min} (kN)		-808,27	-192,67	-103,93	-91,49	
	N _{cor} (kNm)		348,44	-129,23	-163,24	10,99	
	N _s (kN)		-815,92	-586,44	-335,66	-66,20	
	V _u (kN)		193,54	71,79	46,09	34,28	
	σ _{max} (kN/m ²)		6923,89	1052,07	309,67	756,26	
	σ _{min} (kN/m ²)		-5181,69	-1698,22	-1125,87	-701,31	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		1,14	1,11	1,15	1,04	
	L _t (m)		0,86	0,89	0,85	0,96	
	d (m)		0,43	0,40	0,44	0,48	
	σ ₁ (kN/m ²)		-2590,84	-849,11	-562,94	-350,65	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
N ₁ (kN)		332,70	157,29	132,45	50,62		
N ₂ (kN)		110,90	52,43	44,15	16,87		
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		8,32	3,93	3,31	1,27	
	A _{v2} (cm ²)		2,77	1,31	1,10	0,42	
	A _{v1} (cm ²)		7,45	2,76	1,77	1,32	
	A1 (cm ²)		10,18	4,62	3,75	1,60	
	A2 (cm ²)		4,64	2,00	1,55	0,75	
	A _{v min} (cm ²)		4,49	6,48	5,23	5,05	
	choix de la section utilisée	bande 1	bande 1	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
			bande 2	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
		bande 2	bande 1	11,30	11,30	11,30	11,30
			bande 2	6,78	6,78	6,78	6,78
espacement	bande 1	9	9	9	9		
	bande 2	18	18	18	18		
A _h (cm ²)		2,55	1,85	2,35	1,44		
A _h choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	0,75	0,28	0,18	0,13	
	τ _u =2,5	τ _u	0,54	0,20	0,13	0,10	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-1,96	-1,41	-0,81	-9,76	

VL5

VL5	zone		I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2,00	2,00	2,00	2,00	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,400	0,400	0,400	0,400	
	I	(m ⁴)	0,13	0,13	0,13	0,13	
	V=V'=L/2	(m)	1,00	1,00	1,00	1,00	
sollicitations de calcul	M _{max}	(kN)	990,23	451,09	321,78	187,54	
	M _{min}	(kN)	-1003,46	-442,55	-299,82	-215,81	
	N _{cor}	(kNm)	593,03	-198,25	-328,26	2,06	
	N _s	(kN)	-718,05	-519,95	-294,98	-56,66	
	V _u	(kN)	317,10	251,13	206,60	135,20	
	σ _{max}	(kN/m ²)	8909,30	2887,51	1592,69	1411,67	
	σ _{min}	(kN/m ²)	-5944,15	-3878,76	-3233,99	-1401,37	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c	(m)	1,20	1,17	0,66	1,00	
	L _t	(m)	0,80	0,83	1,34	1,00	
	d	(m)	0,43	0,40	0,67	0,50	
	σ ₁	(kN/m ²)	-2972,08	-1939,38	-1616,99	-700,69	
	σ ₂	(kN/m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00	
	N ₁	(kN)	356,82	333,52	325,03	104,72	
	N ₂	(kN)	118,94	111,17	108,34	34,91	
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	8,22	8,34	8,13	2,62	
	A _{v2}	(cm ²)	2,97	2,78	2,71	0,87	
	A _{vj}	(cm ²)	12,21	9,67	7,95	5,21	
	A ₁	(cm ²)	11,27	10,76	10,11	3,92	
	A ₂	(cm ²)	6,03	5,20	4,70	2,17	
	A _{v min}	(cm ²)	4,20	6,02	7,04	5,23	
choix de la section	bande 1	bande 1	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	
		bande 2	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12	
		bande 1	11,30	11,30	11,30	11,30	
	utilisée	bande 2	bande 2	6,78	6,78	6,78	6,78
			bande 1	9	9	9	9
			bande 2	18	18	18	18
			A _h	(cm ²)	2,99	2,69	2,53
A _v choix de la section ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,23	0,98	0,80	0,53	
	τ _u =2,5	τ _u	0,88	0,70	0,57	0,38	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-1,72	-1,25	-0,71	-8,36	

VL6

VL6	zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2,80	2,80	2,80	2,80
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,560	0,560	0,560	0,560
	I	(m ⁴)	0,37	0,37	0,37	0,37
	V=V'=L/2	(m)	1,40	1,40	1,40	1,40
sollicitations de calcul	M _{max}	(kN)	2667,35	986,72	503,18	421,96
	M _{min}	(kN)	-2777,31	-1164,49	-664,43	-332,40
	N _{cor}	(kNm)	2085,67	391,01	-58,41	-128,30
	N _s	(kN)	-1174,36	-836,24	-477,41	114,33
	V _u	(kN)	590,02	354,74	249,35	128,73
	σ _{max}	(kN/m ²)	13931,11	4473,93	1821,12	1385,53
	σ _{min}	(kN/m ²)	-6482,29	-3077,47	-2029,73	-1843,75
	nature de la section		spc	spc	spc	spc
	L _c	(m)	1,91	1,66	1,32	1,20
	L _t	(m)	0,89	1,14	1,48	1,60
	d	(m)	0,44	0,57	0,74	0,80
	σ ₁	(kN/m ²)	-3241,14	-1538,74	-1014,86	-921,87
	σ ₂	(kN/m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00
	N ₁	(kN)	432,28	263,38	224,67	221,06
N ₂	(kN)	144,09	87,79	74,89	73,69	
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	10,81	6,58	5,62	5,53
	A _{v2}	(cm ²)	3,56	2,19	1,87	1,84
	A _{vj}	(cm ²)	22,72	13,66	9,60	4,96
	A ₁	(cm ²)	16,49	10,00	8,02	6,77
	A ₂	(cm ²)	9,24	5,61	4,27	3,08
	A _{v min}	(cm ²)	4,67	5,99	6,75	6,39
	choix de la section	bande 1	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12
	bande 2	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12	
section utilisée	espacement	bande 1	20,1	15,4	11,30	11,30
		bande 2	9,24	6,78	6,78	6,78
		bande 1	9	9	9	9
		bande 2	18	18	18	18
A _h	(cm ²)	4,12	2,50	2,21	2,40	
A _h choix de la section ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,64	0,99	0,69	0,36
	τ _u =2,5	τ _u	1,17	0,70	0,49	0,26
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-2,04	-1,45	-0,83	12,04

VL7

VL7		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,40	3,40	3,40	3,40	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,680	0,680	0,680	0,680	
	I (m ⁴)		0,66	0,66	0,66	0,66	
	V=V'=L/2 (m)		1,70	1,70	1,70	1,70	
solicitations de calcul	M _{max} (kN)		2801,35	1220,84	749,23	372,93	
	M _{min} (kN)		-2940,46	-1169,88	-637,74	-466,34	
	N _{cor} (kNm)		407,80	-854,26	-475,37	-117,63	
	N _i (kN)		-1060,33	-775,48	-450,47	-119,59	
	v _u (kN)		595,36	467,62	388,52	267,05	
	σ _{max} (kN/m ²)		7869,63	1911,99	1245,30	794,82	
	σ _{min} (kN/m ²)		-6670,22	-4424,52	-2643,45	-1140,79	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		1,84	1,03	1,09	1,40	
	L _t (m)		1,56	2,37	2,31	2,00	
	d (m)		0,78	1,19	1,16	1,00	
	σ ₁ (kN/m ²)		-3335,11	-2212,26	-1321,72	-570,39	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
	N ₁ (kN)		780,30	787,81	458,22	171,45	
N ₂ (kN)		260,10	262,60	152,74	57,15		
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		19,51	19,70	11,46	4,29	
	A _{v2} (cm ²)		6,50	6,57	3,82	1,43	
	A _{vj} (cm ²)		22,92	18,00	14,96	10,28	
	A1 (cm ²)		25,24	24,20	15,19	6,86	
	A2 (cm ²)		12,23	11,07	7,56	4,00	
	A _{vmin} (cm ²)		8,19	12,46	12,13	10,52	
	choix de la section utilisée	bande1	bande1	2x10HA14	2x10HA14	2.10HA12	2.10HA12
			bande2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12	10xHA12
			bande1	30,8	30,8	22,6	22,6
			bande2	13,56	13,56	13,56	13,56
espacement	bande1	bande1	8	8	8	8	
		bande2	16	16	16	16	
		bande2					
A _h (cm ²)		6,31	6,05	3,80	3,01		
A _h choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,36	1,07	0,89	0,61	
	τ _u =2,5	τ _u	0,97	0,76	0,63	0,44	
	σ _{sc} =15	σ _{bc}	-1,52	-1,11	-0,65	-10,38	

VL8

VL8	zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,40	1,40	1,40	1,40
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,280	0,280	0,280	0,280
	I	(m ⁴)	0,05	0,05	0,05	0,05
	V=V'=L/2	(m)	0,70	0,70	0,70	0,70
sollicitations de calcul	M _{max}	(kN)	1090,25	364,66	189,98	92,91
	M _{min}	(kN)	-1110,65	-346,44	-157,31	-99,52
	N _{cor}	(kNm)	2064,23	422,76	-4,35	-21,97
	N _s	(kN)	-902,71	-607,39	-326,00	-45,52
	V _u	(kN)	220,53	129,34	96,12	59,60
	σ _{max}	(kN/m ²)	24059,81	7091,36	2892,29	1343,61
	σ _{min}	(kN/m ²)	-9315,31	-4071,64	-2923,36	-1500,54
	nature de la section		spc	spc	spc	spc
	L _c	(m)	1,01	0,89	0,70	0,66
	L _t	(m)	0,39	0,51	0,70	0,74
	d	(m)	0,20	0,26	0,35	0,37
	σ ₁	(kN/m ²)	-4657,66	-2035,82	-1461,68	-750,27
	σ ₂	(kN/m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00
	N ₁	(kN)	273,00	155,94	154,30	83,13
N ₂	(kN)	91,00	51,98	51,43	27,71	
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	6,82	3,90	3,86	2,08
	A _{v2}	(cm ²)	2,27	1,30	1,29	0,69
	A _{vj}	(cm ²)	8,49	4,98	3,70	2,29
	A1	(cm ²)	8,95	5,14	4,78	2,65
	A2	(cm ²)	4,40	2,54	2,21	1,27
	A _{v,min}	(cm ²)	2,05	2,68	3,69	3,88
	choix de la section utilisée	bande 1	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
			2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
		bande 2	9,24	6,78	6,78	6,78
			4,52	4,52	4,52	4,52
espacement	bande 1	20	20	20	20	
	bande 2	20	20	20	20	
A _h	(cm ²)	2,24	1,29	1,20	1,11	
A _s choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,23	0,72	0,53	0,33
	τ _u =2,5	τ _u	0,88	0,51	0,38	0,24
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-3,04	-2,05	-1,10	-9,59

VL9

VL9		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,00	3,00	3,00	3,00	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,600	0,600	0,600	0,600	
	I (m ⁴)		0,45	0,45	0,45	0,45	
	V=V'=L/2 (m)		1,50	1,50	1,50	1,50	
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		2031,79	871,48	449,84	285,68	
	M _{min} (kN)		-2060,32	-1025,62	-586,63	-272,17	
	N _{cor} (kNm)		-432,25	-599,95	-436,28	-23,80	
	N _s (kN)		-1290,24	-781,72	-456,12	-75,78	
	V _u (kN)		395,63	273,50	186,96	90,91	
	σ _{max} (kN/m ²)		6052,21	1905,01	772,33	912,60	
	σ _{min} (kN/m ²)		-7493,04	-3904,85	-2226,59	-991,94	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		1,34	0,98	0,77	1,44	
	L _t (m)		1,66	2,02	2,23	1,56	
	d (m)		0,83	1,01	1,11	0,78	
	σ ₁ (kN/m ²)		-3746,52	-1952,42	-1113,30	-495,97	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
	N ₁ (kN)		932,63	590,51	371,96	116,24	
	N ₂ (kN)		310,88	196,84	123,99	38,75	
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		23,32	14,76	9,30	2,91	
	A _{v2} (cm ²)		7,77	4,92	3,10	0,97	
	A _{vj} (cm ²)		15,23	10,53	7,20	3,50	
	A1 (cm ²)		27,12	17,40	11,10	3,78	
	A2 (cm ²)		11,58	7,55	4,90	1,84	
	A _{vmin} (cm ²)		8,71	10,59	11,69	8,20	
	choix de la section	bande 1		2x10HA14	2x10HA12	2.10HA12	2.10HA12
		bande 2		2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	section utilisée	bande 1		30,8	22,6	22,6	22,6
		bande 2		13,56	13,56	13,56	13,56
	espacement	bande 1		9	9	9	9
		bande 2		18	18	18	18
A _h (cm ²)		6,78	4,35	3,34	2,34		
A _h choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,03	0,71	0,48	0,24	
	τ _u =2,5	τ _u	0,73	0,51	0,35	0,17	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-2,09	-1,27	-0,74	-7,45	

VT1

VT1		zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,20	1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,240	0,240	0,240	0,240
	I (m ⁴)		0,03	0,03	0,03	0,03
	V=V'=L/2 (m)		0,60	0,60	0,60	0,60
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		800,25	297,72	239,09	186,27
	M _{min} (kN)		-810,51	-321,53	-238,72	-178,89
	N _{cor} (kNm)		-540,51	-161,12	-55,96	-81,89
	N _s (kN)		-1158,09	-793,72	-427,05	-69,65
	V _u (kN)		197,85	184,78	150,94	97,63
	σ _{max} (kN/m ²)		14419,75	5531,19	4747,85	3539,35
	σ _{min} (kN/m ²)		-18924,00	-6873,85	-5214,19	-4221,77
	nature de la section		spc	spc	spc	spc
	L _c (m)		0,52	0,54	0,57	0,55
	L _t (m)		0,68	0,66	0,63	0,65
	d (m)		0,30	0,33	0,31	0,33
	σ ₁ (kN/m ²)		-9462,00	-3436,93	-2607,09	-2110,89
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00
N ₁ (kN)		966,62	342,80	245,62	206,68	
N ₂ (kN)		322,21	114,27	81,87	68,89	
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		18,17	8,57	6,14	5,17
	A _{v2} (cm ²)		7,36	2,86	2,05	1,72
	A _{vi} (cm ²)		7,62	7,11	5,81	3,76
	A1 (cm ²)		20,07	10,35	7,59	6,11
	A2 (cm ²)		9,24	4,64	3,50	2,66
	A _{vmin} (cm ²)		3,58	3,49	3,30	3,43
	choix de la section utilisée	bande 1	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12
			2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
		bande 2	20,10	15,4	11,30	11,30
			9,24	6,78	6,78	6,78
espacement	bande 1	7	7	7	7	
	bande 2	14	14	14	14	
A _h (cm ²)		6,52	2,59	1,90	1,53	
A _v choix de la section/ml		10HA	10H	10H	10H	
		10	A10	A10	A10	
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,28	1,20	0,98	0,63
	τ _u =2,5	τ _u	0,92	0,86	0,70	0,45
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-4,51	-3,09	-1,66	17,12

2xVT2

2xVT2		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,20	1,20	1,20	1,20	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,240	0,240	0,240	0,240	
	I (m ⁴)		0,03	0,03	0,03	0,03	
	V=V'=L/2 (m)		0,60	0,60	0,60	0,60	
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		992,89	509,47	495,84	475,16	
	M _{min} (kN)		-1075,06	-610,03	-429,79	-391,94	
	N _{cor} (kNm)		-125,38	-234,43	-563,33	-362,91	
	N _s (kN)		-1838,12	-1277,21	-709,88	-142,86	
	V _u (kN)		387,66	269,15	224,13	143,87	
	σ _{max} (kN/m ²)		43079,44	9637,13	7982,81	8387,00	
	σ _{min} (kN/m ²)		-44124,27	-11590,71	-12677,23	-11411,25	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		0,59	0,54	0,46	0,51	
	L _t (m)		0,61	0,66	0,74	0,69	
	d (m)		0,30	0,33	0,37	0,35	
	σ ₁ (kN/m ²)		-22062,14	-5795,35	-6338,61	-5705,63	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
N ₁ (kN)		2009,38	569,58	700,10	591,95		
N ₂ (kN)		669,79	189,86	233,37	197,32		
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		16,29	13,24	13,17	13,80	
	A _{v2} (cm ²)		6,74	4,75	5,83	4,93	
	A _{vj} (cm ²)		14,92	10,36	8,63	5,54	
	A1 (cm ²)		20,03	15,83	15,33	15,18	
	A2 (cm ²)		10,48	7,34	7,99	6,32	
	A _{v min} (cm ²)		3,19	3,44	3,87	3,63	
	choix de la section	bande1		2x5HA16	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA14
		bande2		2x3HA16	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12
	section utilisée	bande1		20,1	20,1	15,4	15,4
		bande2		12,06	9,24	9,24	6,78
	espacement	bande1		7	7	7	7
bande2			14	14	14	14	
A _h (cm ²)		13,49	4,21	4,91	4,05		
A _v choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	2,51	1,74	1,45	0,93	
	τ _u =2,5	τ _u	1,79	1,25	1,04	0,67	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-7,15	-4,97	-2,76	-35,12	

VT3

VT3		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,40	1,40	1,40	1,40	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,280	0,280	0,280	0,280	
	I (m ⁴)		0,05	0,05	0,05	0,05	
	V=V'=L/2 (m)		0,70	0,70	0,70	0,70	
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		1062,79	266,26	171,59	128,93	
	M _{min} (kN)		-1117,41	-243,11	-217,64	-182,65	
	N _{cor} (kNm)		-65,57	-442,61	-206,30	-17,18	
	N _s (kN)		-887,05	-597,71	-314,02	-50,34	
	V _u (kN)		236,68	150,90	124,21	86,61	
	σ _{max} (kN/m ²)		16033,05	2494,66	1889,55	1912,09	
	σ _{min} (kN/m ²)		-16501,40	-5656,16	-3363,12	-2034,81	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		0,69	0,43	0,50	0,68	
	L _t (m)		0,71	0,97	0,90	0,72	
	d (m)		0,36	0,49	0,45	0,36	
	σ ₁ (kN/m ²)		-8250,70	-2828,08	-1681,56	-1017,40	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
	N ₁ (kN)		878,80	412,13	226,10	110,15	
N ₂ (kN)		292,93	137,38	75,37	36,72		
Ferraillage	A _{w1} (cm ²)		17,77	10,30	5,65	2,75	
	A _{w2} (cm ²)		6,96	3,43	1,88	0,92	
	A _{wj} (cm ²)		9,11	5,81	4,78	3,33	
	A1 (cm ²)		20,05	11,76	6,85	3,59	
	A2 (cm ²)		9,24	4,89	3,08	1,75	
	A _{v min} (cm ²)		3,73	5,10	4,71	3,79	
	choix de la section utilisée	bande 1	bande 1	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12
			bande 2	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
		bande 2	bande 1	20,01	15,4	11,30	11,30
			bande 2	9,24	6,78	6,78	6,78
espacement	bande 1	7	7	7	7		
	bande 2	14	14	14	14		
	A _h (cm ²)		6,06	2,94	1,71	1,08	
A _h choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,31	0,84	0,69	0,48	
	τ _u =2,5	τ _u	0,94	0,60	0,49	0,34	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-2,99	-2,01	-1,06	-10,61	

VT4

VT4		zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,00	2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,400	0,400	0,400	0,400
	I (m ⁴)		0,13	0,13	0,13	0,13
	V=V'=L/2 (m)		1,00	1,00	1,00	1,00
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		945,92	540,75	394,55	352,33
	M _{min} (kN)		-1038,90	-602,14	-433,55	-391,62
	N _{cor} (kNm)		-1038,62	-798,54	-403,31	-227,59
	N _s (kN)		-1370,43	-955,39	-534,86	-110,89
	V _u (kN)		362,57	269,66	230,88	165,75
	σ _{max} (kN/m ²)		12747,85	2059,25	1950,87	2073,53
	σ _{min} (kN/m ²)		-17940,95	-6051,95	-3967,42	-3211,48
	nature de la section		spc	spc	spc	spc
	L _c (m)		0,83	0,51	0,66	0,78
	L _t (m)		1,17	1,49	1,34	1,22
	d (m)		0,58	0,75	0,67	0,61
	σ ₁ (kN/m ²)		-8970,48	-3025,97	-1983,71	-1605,74
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00
N ₁ (kN)		1573,27	677,32	398,94	292,72	
N ₂ (kN)		524,42	225,77	132,98	97,57	
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		19,33	14,93	9,97	7,32
	A _{v2} (cm ²)		11,91	5,64	3,32	2,44
	A _{vj} (cm ²)		13,96	10,38	8,89	6,38
	A1 (cm ²)		22,82	17,53	12,20	8,91
	A2 (cm ²)		15,40	8,24	5,55	4,03
	A _{v min} (cm ²)		6,14	7,83	7,04	6,38
	choix de la section utilisée	bande 1	2x 7HA16	2x 7HA114	2x 7HA12	2x 7HA12
			2x 5HA14	2x 5HA12	2x 5HA12	2x 5HA12
		bande 2	28,14	21,56	15,82	15,82
			15,40	11,30	11,30	11,30
espacement		7	7	7	7	
		14	14	14	14	
A _h (cm ²)		7,71	4,88	3,05	2,23	
A _v choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,41	1,05	0,90	0,64
	τ _u =2,5	τ _u	1,01	0,75	0,64	0,46
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-3,29	-2,29	-1,28	-16,36

VT5

VT5		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,60	1,60	1,60	1,60	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,320	0,320	0,320	0,320	
	I (m ⁴)		0,07	0,07	0,07	0,07	
	V=V'=L/2 (m)		0,80	0,80	0,80	0,80	
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		1313,62	406,34	248,11	156,65	
	M _{min} (kN)		-1360,26	-408,82	-278,72	-211,85	
	N _{cor} (kNm)		-490,19	-394,92	-446,04	-140,76	
	N _s (kN)		-911,66	-618,98	-333,39	-53,11	
	V _u (kN)		348,08	217,77	173,69	109,83	
	σ _{max} (kN/m ²)		13862,16	3527,67	1513,68	1395,89	
	σ _{min} (kN/m ²)		-16925,85	-5995,92	-4301,43	-2275,64	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		0,72	0,59	0,42	0,61	
	L _t (m)		0,88	1,01	1,18	0,99	
	d (m)		0,44	0,50	0,59	0,50	
	σ ₁ (kN/m ²)		-8462,93	-2997,96	-2150,71	-1137,82	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
N ₁ (kN)		1116,61	452,99	381,81	169,25		
N ₂ (kN)		372,20	151,00	127,27	56,42		
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		15,92	11,32	9,55	4,23	
	A _{v2} (cm ²)		8,91	3,77	3,18	1,41	
	A _{vj} (cm ²)		13,40	8,38	6,69	4,23	
	A1 (cm ²)		19,27	13,42	11,22	5,29	
	A2 (cm ²)		12,26	5,87	4,85	2,47	
	A _{v min} (cm ²)		4,62	5,29	6,21	5,21	
	choix de la section utilisée	bande 1	bande 1	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12
			bande 2	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
		bande 2	bande 1	20,1	15,4	11,30	11,30
			bande 2	12,32	9,04	9,04	9,04
espacement	bande 1	8	8	8	8		
	bande 2	15	15	15	15		
A _h (cm ²)		7,8	3,36	2,80	1,49		
A _v choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,69	1,06	0,84	0,53	
	τ _u =2,5	τ _u	1,21	0,76	0,60	0,38	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-2,71	-1,84	-0,99	-9,79	

VT6

VT6		zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,20	4,20	4,20	4,20	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,840	0,840	0,840	0,840	
	I (m ⁴)		1,23	1,23	1,23	1,23	
	V=V'=L/2 (m)		2,10	2,10	2,10	2,10	
sollicitations de calcul	M _{max} (kN)		1593,17	4055,09	1462,10	803,04	
	M _{min} (kN)		-2310,70	-4641,77	-1811,29	-922,88	
	N _{cor} (kNm)		-887,04	-1060,20	-886,04	-334,80	
	N _s (kN)		-2479,35	-1737,67	-953,12	-138,55	
	V _u (kN)		1006,93	687,25	449,43	214,17	
	σ _{max} (kN/m ²)		18660,28	5634,27	1431,75	967,15	
	σ _{min} (kN/m ²)		-20772,28	-8158,55	-3541,37	-1764,29	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	L _c (m)		1,99	1,72	1,21	1,49	
	L _t (m)		2,21	2,48	2,99	2,71	
	d (m)		1,05	1,24	1,50	1,36	
	σ ₁ (kN/m ²)		-10386,14	-4079,28	-1770,68	882,14	
	σ ₂ (kN/m ²)		0,00	0,00	0,00	0,00	
N ₁ (kN)		3446,86	1520,14	794,37	358,97		
N ₂ (kN)		1148,95	506,71	264,79	119,66		
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)		42,81	38,00	19,86	8,97	
	A _{v2} (cm ²)		15,31	12,67	6,62	2,99	
	A _{vj} (cm ²)		20,77	26,46	17,30	8,25	
	A ₁ (cm ²)		48,00	44,62	24,19	11,04	
	A ₂ (cm ²)		20,42	19,28	10,95	5,05	
	A _{v min} (cm ²)		11,62	13,04	15,70	14,24	
	choix de la section	bande1		2x 12HA16	2x 12HA16	2.12HA14	2.12HA12
		bande2		2x 7HA14	2x 7HA14	2x 7HA12	2x 7HA12
	section utilisée	bande1		48,24	48,24	36,96	27,12
		bande2		21,56	21,56	15,82	15,82
	espacement	bande1		9	9	9	9
bande2			18	18	18	18	
A _h (cm ²)		7,77	7,15	6,05	4,07		
A _s choix de la section/ml		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,86	1,27	0,83	0,40	
	τ _u =2,5	τ _u	1,33	0,91	0,59	0,28	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	-2,89	-2,03	-1,11	-9,73	



Chapitre VI: Infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;

Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;

Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. 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 continues sous mur.

Les semelles continues sous poteaux.

Les semelles isolées.

Les radiers.

- Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

Les pieux.

Les puits.

VI.2. Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 1,5 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 6 m.

VI.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

VI.3.1. Semelle isolé

VI.3.1.1. Pré dimensionnement des semelles isolé

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du s-sol.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N = 2063,07 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN} / \text{m}^2$$

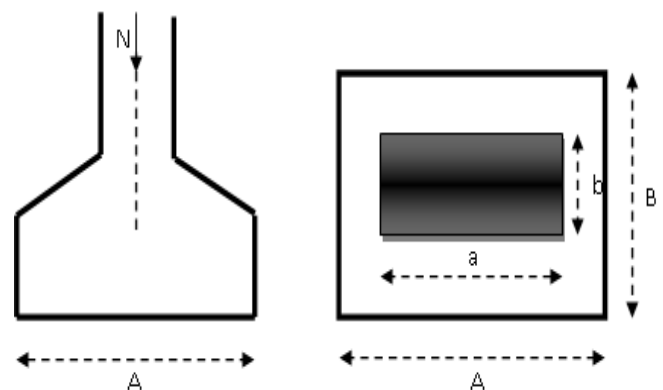


Figure VI.1 : la coupe sur les semelles isolé.

$$B \geq \sqrt{\frac{206307}{150}} \Rightarrow B \geq 3,71 \text{ m}$$

On prend $B=3,71$ 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.

VI.3.2. Semelles filantes

VI.3.2.1. Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 = 0,15 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	N	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	1389,86	1,2	3,04	3,648
V _{T2}	2234,35	2,4	3,86	9,264
V _{T3}	1101,47	1,4	2,71	3,794
V _{T4}	1744,73	2	3,41	6,824
V _{T5}	1162,69	1,6	2,78	4,454
V _{T6}	3071,21	4,2	4,525	19,004

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

$$S_{(VT) \text{ totale}} = 46,988 \text{ m}^2$$

Voile	N	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{L1}	712,78	1,2	2,18	2,616
V _{L2}	2287,41	2,4	3,9	9,36
V _{L3}	812,4	1,4	2,33	3,262
V _{L4}	1028,83	2	2,619	5,238
V _{L5}	890,06	2	2,43	4,872
V _{L6}	1556,98	2,8	3,22	9,021
V _{L7}	1332,55	3,4	2,98	10,134
V _{L8}	1169,98	1,4	2,79	3,910
V _{L9}	1285,75	3	2,93	8,783

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

$$S_{(VL) \text{ totale}} = 57,196 \text{ m}^2$$

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_{\text{ totale sous voiles}} = S_{(VT) \text{ totale}} + S_{(VL) \text{ totale}} = 46,988 + 57,196$$

$$S_{\text{ totale sous voiles}} = 104,184 \text{ m}^2$$

VI.3.2.2. Pré 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 suivants 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.

- Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- **Application :**

File A:

Poteaux	N _i	e _i	N x e _i	M _i
1	637,69	-7,8	-4973,982	0,768
2	651,69	-3,6	-2346,084	10,254
3	1026,12	0,9	923,508	9,709
4	1059,77	4,3	4557,011	9,326
5	1119,37	7,4	8283,338	11,284
6	830,79	10,25	8515,5975	13,258
7	438,53	13,65	5985,9345	0,902
	Σ=5763,96		Σ=20945,32	Σ=55,501

L=21,45m

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{20945,32 + 55,501}{5763,96} = 3,64m$$

$3,64 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{21,45}{6} = 3,57m \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{5763,96}{21,45} \times \left(1 - \frac{6 \times 3,64}{21,45}\right) = -4,88 \text{KN} / m$$

$$q_{\max} = \frac{5763,96}{21,45} \times \left(1 + \frac{6 \times 3,64}{21,45}\right) = 542,32 \text{KN} / m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{5763,96}{21,45} \times \left(1 + \frac{3 \times 3,64}{21,45}\right) = 405,52 \text{KN} / m$$

$$B \geq \frac{405,52}{150} = 2,7 \text{m}$$

On prend B=2,7 m

$$S_{\text{fileA}} = 2,7 \times 21,45 = 57,92 \text{ m}^2$$

File B :

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
1	665,63	-7,8	-5191,914	3,389
2	1199,54	-3,6	-4318,344	2,993
3	602,86	0,9	542,574	10,12
4	609,45	4,3	2620,635	9,68
5	1170,88	7,4	8664,512	4,87
6	1162,37	10,25	11914,293	6,623
7	459,46	13,65	6271,629	8,384
	Σ=5870,19		Σ=20503,4	Σ=46,059

$$L=21,45\text{m}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{20503,4 + 46,059}{5070,19} = 4,05\text{m}$$

$$4,05\text{m} > \frac{L}{6} = \frac{21,45}{6} = 3,57\text{m} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{5870,19}{21,45} \times \left(1 - \frac{6 \times 4,05}{21,45}\right) = 36,36 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{5870,19}{21,45} \times \left(1 + \frac{6 \times 4,05}{21,45}\right) = 583,59 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{5870,19}{21,45} \times \left(1 + \frac{3 \times 4,05}{21,45}\right) = 428,68 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \frac{428,68}{150} = 2,85 \text{ m}$$

On prend B= 2,85 m

$$S_{\text{file B}} = 2,85 \times 21,45 = 61,13 \text{ m}$$

File C :

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
1	905,79	-7,8	-7065,16	2,812
2	1091,37	-3,6	-3928,93	3,02
3	418,98	0,9	377,082	0,834
	Σ=2416,14		Σ=-10617	Σ= 6,666

$$L = 8,70 \text{ m}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-10617 + 6,666}{2416,14} = -4,39 \text{ m}$$

$$-4,39 \text{ m} < \frac{L-8,7}{6} = 1,45 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{2416,14}{8,7} \times \left(1 - \frac{6 \times -4,39}{8,7}\right) = 1118,53 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{2416,14}{8,7} \times \left(1 + \frac{6 \times -4,39}{8,7}\right) = -563,09 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{2416,14}{8,7} \times \left(1 + \frac{3 \times -4,39}{8,7}\right) = -142,68 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \frac{142,68}{150} = 0,952 \text{ m}$$

On prend B = 1,00 m

$$S_{\text{file C}} = (1,00 \times 8,7) = 8,7 \text{ m}^2$$

File D :

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
1	152,72	4,3	656,7	1,73
2	677,42	7,4	5012,91	5,1
3	554,4	10,25	5682,6	5,88
4	213,82	13,65	2918,64	4,05
	Σ=1598,36		Σ=14270,85	Σ=16,76

$$L=9,35\text{m}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{14270,85 + 16,76}{1598,36} = 8,93\text{m}$$

$$9,41 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{9,35}{6} = 1,56 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{1598,36}{9,35} \times \left(1 - \frac{6 \times 8,93}{9,35}\right) = -808,66 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{1598,36}{9,35} \times \left(1 + \frac{6 \times 8,93}{9,35}\right) = 1150,56 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{1598,36}{9,35} \times \left(1 + \frac{3 \times 8,93}{9,35}\right) = 660,75 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \frac{1116,95}{150} = 4,4\text{m}$$

On prend B = 4,5 m

$$S_{\text{file D}} = (4,5 \times 9,35) = 42,1 \text{ m}^2$$

File E :

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
1	951,58	-7,8	-7422,324	2,26
2	936,17	-3,6	-3370,212	3,09
3	291,14	0,9	262,026	3,37
4	227,78	4,3	979,454	0,65
	Σ=2406,67		Σ=-9551,06	Σ=9,37

$$L=12,1m$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-9551,06 + 9,37}{2406,67} = -3,96m$$

$$-3,96 m < \frac{L}{6} = \frac{12,1}{6} = 2,02m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{2406,67}{12,1} \times \left(1 - \frac{6 \times -3,96}{12,1}\right) = 589,46KN / m$$

$$q_{\max} = \frac{2406,67}{12,1} \times \left(1 + \frac{6 \times -3,96}{12,1}\right) = -191,66KN / m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{2406,67}{12,1} \times \left(1 + \frac{3 \times 3,96}{12,1}\right) = 394,18KN / m$$

$$B \geq \frac{394,18}{150} = 2,6m$$

On prend B = 2,6 m

$$S_{\text{file E}} = 2,6 \times 12,1 = 31,46 m^2$$

File F:

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
---------	---	----------------	--------------------	----------------

1	871,31	-7,8	-6796,218	8,25
2	1136,93	-3,6	-4092,948	7,47
3	750,16	0,9	675,144	2,49
	$\Sigma=2758,4$		$\Sigma= -10214$	$\Sigma= 18,21$

L=8,7m

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-10214 + 18,21}{2758,4} = -3,4m$$

-3,4 m < $\frac{L}{6} = \frac{8,7}{6} = 1,45m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{2758,4}{8,7} \times \left(1 - \frac{6 \times -3,4}{8,7}\right) = 1060KN/m$$

$$q_{\max} = \frac{2758,4}{8,7} \times \left(1 + \frac{6 \times -3,4}{8,7}\right) = -426,4KN/m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{2758,4}{8,7} \times \left(1 + \frac{3 \times 3,4}{8,7}\right) = 688,8KN/m$$

$$B \geq \frac{688,8}{200} = 4,6m$$

On prend B =4,6

$$S_{file\ f} = 4,6 \times 8,7 = 40,02\ m^2$$

File G:

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
1	557,87	-7,8	-4351,37	0,66
2	414,45	-3,6	-1492,02	9,03
3	545,84	0,9	491,26	5,37
	$\Sigma=1518,16$		$\Sigma=-5352,13$	$\Sigma=15,06$

L=8,7m

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-5352,13 + 15,06}{1518,16} = -3,51m$$

$$-3,51 m < \frac{L}{6} = \frac{8,7}{6} = 1,45m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{1518,16}{8,7} \times \left(1 - \frac{6 \times -3,51}{8,7}\right) = -596,91KN / m$$

$$q_{\max} = \frac{1518,16}{8,7} \times \left(1 + \frac{6 \times -3,51}{8,7}\right) = -247,91KN / m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{1518,16}{8,7} \times \left(1 + \frac{3 \times 3,51}{8,7}\right) = 385,71KN / m$$

$$B \geq \frac{385,71}{150} = 2,57m$$

On prend $B = 2,6m$

$$S_{\text{file E}} = (2,6 \times 8,7) = 22,62 m^2$$

La surface totale sous poteaux est :

$$S_{\text{totale sous poteaux}} = (57,92 + 61,13 + 8,7 + 42,075 + 31,89 + 40,02 + 22,62) - (1,2 + 2,4 + 1,4) \times 2,7 - (2 \times 2,85) - 1,6 - (4,2 \times 2,6) = 233,8m^2$$

D'où la surface totale sous voiles et sous poteaux est :

$$S_{\text{totale}} = S_{\text{totale sous voiles}} + S_{\text{totale sous poteaux}} = 46,988 + 233,8$$

$$S_{\text{totale}} = 280,7 m^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{280,7}{283,76} \times 100 = 98,9\%$$

$$S_{\text{totale}} > 50 \% S_{\text{batiment}}$$

La surface des semelles représente 98,9 %

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.3.3. radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VI.3.3.1. Pré dimensionnement du radier

VI.3.3.1.1. Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} = 25 \text{ cm}$)

VI.3.3.1.2. Selon la condition forfaitaire

h : épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale.

$$L_{\max} = 505 \text{ cm}$$

Tablier : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{505}{20} = 25,25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

Poutre ou nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{505}{10} = 50,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 90 \text{ cm.}$$

VI.3.3.1.3. Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,05\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.06 \text{ m}$$

On prend $h_n = 1,10$ m

VI.3.3.1.4. Dalle flottante

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis}).$$

$$L_{\max} = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{50} \leq h_t \leq \frac{460}{40} \Rightarrow 9.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 11.5 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 10 cm

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

(Hauteur de la nervure) : $h_n = 1,10$ cm

(Largeur de la nervure) : $b_n = 55$ cm

(Hauteur du tablier) : $h_d = 30$ cm

(Hauteur de la dalle flottante) : $h_t = 10$ cm

VI.3.3.1.5. Détermination de la surface nécessaire du radier

On a: $G_t = 34260,49$ KN. (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$Q_t = 6152,49$ KN. (Tiré à partir du logiciel Etabs)

- Combinaison d'actions :

$$N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 55480,39 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 40412,98 \text{ KN}$$

$$\text{A P'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{55480,39}{1,33 \times 150} = 278,1 \text{ m}^2$$

$$\text{A P'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{40412,98}{1,33 \times 150} = 202,57 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 283,76 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} > \max(278,1 ; 202,57) = 278,1 \text{ m}^2$$

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Calcul d'un débord minimal de largeur L_d qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(55 ; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de largeur $L_{\text{débord}} = 60$ cm

VI.3.3.1.6. Détermination de la surface du débord

$$S_{\text{débord}} = (21,85 \times 0,60) + ((17,7 \times 0,60) \times 2) + (9,35 \times 0,60) + (12,5 \times 0,60) = 47,47 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 283,76 + 47,47 = 331,23 \text{ m}^2$

Détermination des efforts :

- Charge permanente :

$G_{\text{bâtiment}} = 34260,49 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$G_{\text{radier}} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures} + \text{poids du remblai} + \text{poids de la dalle flottante.}$

Poids du tablier = $S_{\text{radier}} \times h_{\text{tablier}} \times \text{poids volumique du béton} = 331,23 \times 0,30 \times 25 = 2484,22 \text{ KN}$

Poids des nervures = $\text{longueur des nervures} \times b_n \times (h_n - h_{\text{tablier}}) \times \text{poids volumique du béton}$

$= (170,75 \times 0,55 \times (1,1 - 0,30)) \times 25 = 1878,25 \text{ KN}$

poids du remblai = $(S_{\text{radier}} \times (h_n - h_{\text{tablier}} - h_t)) - (\text{volume des nervures}) \times \text{poids volumique du remblai}$

$= (331,23 \times (1,10 - 0,30 - 0,10)) - (170,75 \times 0,55 \times (1,1 - 0,30)) \times 17 = 2664,427 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante = $(S_{\text{bâtiment}} \times h_t) - \text{longueur des nervures} \times b_n \times h_t$

$= ((283,76 \times 0,10) - (170,75 \times 0,55 \times 0,10)) \times 25 = 474,62 \text{ KN}$

$G_{\text{radier}} = 2484,22 + 1878,25 + 2664,427 + 474,62 = 7501,52 \text{ KN}$

$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 34260,49 + 7501,52 = 41762,01 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation

$Q_{\text{bâtiment}} = 6152,49 \text{ KN}$

$Q_{\text{radier}} = 1,5 \times S_{\text{radier}} = 1,5 \times 331,23 = 496,845 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 6152,49 + 496,845 = 6649,335 \text{ KN}$

Combinaison d'actions :

ELU : $N_u = 1,35 \times 41762,01 + 1,5 \times 6649,335 = 66352,72 \text{ KN}$

ELS : $N_s = 41762,01 + 6649,335 = 48411,34 \text{ KN.}$

VI.4. Vérification

VI.4.1. Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{66352,72 \times 1}{331,23} \times \frac{5,05}{2} = 505,81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{505,81}{1 \times 0,27} = 1873,38 \text{ kN/m}^2 = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,87 < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.2. Vérification à l'effort sous pression

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1,10 m.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$P = G_t = 41762,01 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 331,23 \times 10 \times 1,10 = 5465,3 \text{ KN}$$

$$P = 41762,01 \text{ KN} \geq (\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z) = 5465,3 \text{ KN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

VI.4.3. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \left(\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

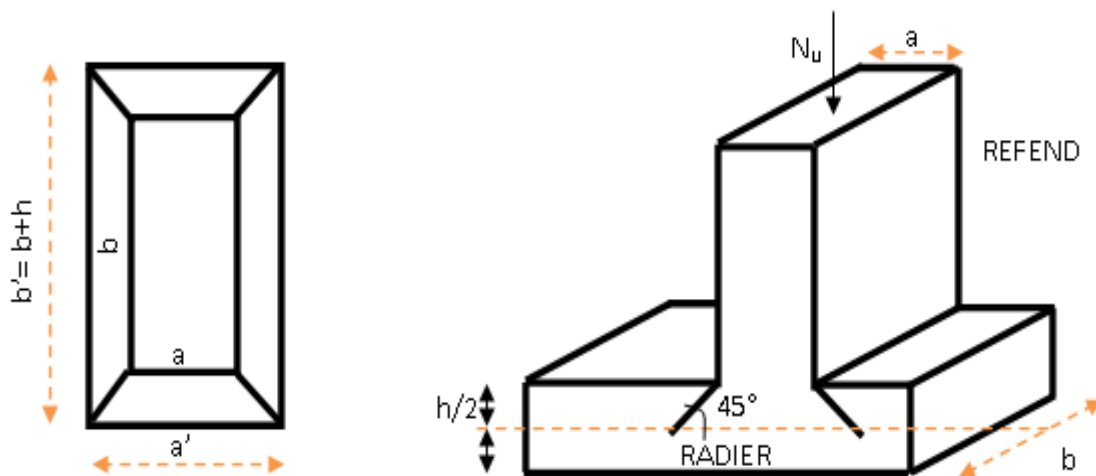


Figure VI.3 : périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + (2 \times 1,10)) = 6,2 m$$

$$N_u = 1295,34 KN$$

$$\left(\frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}\right) = \left(\frac{0,07 \times 6,2 \times 1,10 \times 25000}{1,5}\right) = 7956,67 \text{ KN}$$

$$N_u = 1295,34 \text{ KN} < 7956,67 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

- **Voile:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + (2 \times h)) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 1,10)) = 6,80 \text{ m}$$

$$N_u = 2135,57 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0,07 \times 6,80 \times 1,10 \times 25000}{1,5}\right) = 7933,33 \text{ KN}$$

$$N_u = 2135,57 \text{ KN} < 7933,33 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

VI.4.4. Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0x} = 4662,74 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 2892,41 \text{ KN}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0y} = 4055,82 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 2586,29 \text{ KN}$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

$h = 1,10 \text{ m}$: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

L'ELU :
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

L'ELS :
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

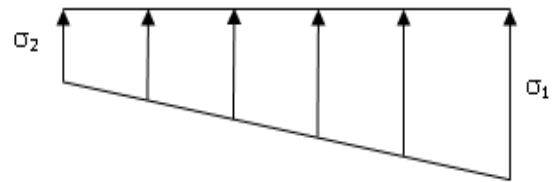


Figure VI.4 : diagramme des contraintes.

VI.4.4.1. Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6,5032m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,93m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

VI.4.4.2. Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = 9929,2 m^4$$

$$I_{yy} = 5649,545 m^4$$

- **Sens longitudinal :**

l'ELU : $M_X = 4662,74 + (2892,41 \times 1.1) = 7844,39 \text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{66352,72}{331,23} + \frac{7844,39}{5649,545} \times 6,5032 = 200,1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{66352,72}{331,23} - \frac{7844,39}{5649,545} \times 6,5032 = 182,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200,1 + 182,26}{4} = 195,64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 195,64 < 1.33\sigma_{sol} = 199,5$$

⇒ Condition vérifiée.

I'ELS : $M_x = 7844,39 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{48411,34}{331,23} + \frac{7844,39}{5649,545} \times 6,5032 = 155,18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{48411,34}{331,23} - \frac{7844,39}{5649,545} \times 6,5032 = 137,13 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 137,13 + 155,18}{4} = 141,64 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Sens transversal :**

I'ELU: $M_y = 4055,82 + (2586,26 \times 1.10) = 6900,71 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{66352,72}{331,23} + \frac{6900,71}{9929,2} \times 8,93 = 201,2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{66352,72}{331,23} - \frac{6900,71}{9929,2} \times 8,93 = 194,11 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 201,2 + 194,11}{4} = 199,42 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199,5 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{I'ELS: } M_y = 6900,71 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{48411,34}{331,23} + \frac{6900,71}{9929,2} \times 8,93 = 152,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{48411,34}{331,23} - \frac{6900,71}{9929,2} \times 8,93 = 139,95 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 152,36 + 139,95}{4} = 149,26 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.5. Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 99.

VI.4.5.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas** : Si $\alpha < 0,4$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas** : Si $0,4 < \alpha \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VI.4.5.1.1. Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{6,45} = 0,53$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (195,64 - \frac{7501,52}{331,23}) \times 1\text{m} = 173 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (149,26 - \frac{7501,52}{331,23}) \times 1\text{m} = 126,6 \text{ KN/ml.}$$

Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\nu=0 ; \rho = 0,53 \rightarrow \mu_x = 0,0905$$

$$\mu_y = 0,25$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0905 \times 173 \times 3,4^2 = 181 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,25 \times 181 = 45,25 \text{ KNm} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (-0.5) aux appuis et de(0.85) en travée.

VI.4.5.1.2. Ferrailage dans le sens x-x :

Moments aux appuis	Moments en travée
$M_{ua} = (-0.5) \cdot M_{u \max}$	$M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max}$
$M_{ua} = (-0.5) \times 181$	$M_{ut} = (0.85) \times 181$
$M_{ua} = -90,5 \text{KNm}$	$M_{ut} = 153,85 \text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{90,5 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,0874 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

- Aux appuis :

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0874 \rightarrow \beta_u = 0.954$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{90,5 \times 10^3}{0.954 \times 27 \times 348} = 10,042 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 10,042 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5 HA 16/ml = 10,05 cm²/ml .

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{153,85 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,1486 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,1486 \rightarrow \beta_u = 0.919$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{153,85 \times 10^3}{0,919 \times 27 \times 348} = 17,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 17,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 20/\text{ml} = 18,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.4.5.1.3. Ferrailage dans le sens y-y

Moments aux appuis

Moments en travée

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 45,25$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 45,25$$

$$M_{ua} = -22,63 \text{ KNm}$$

$$M_{ut} = 38,5 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22,63 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0218 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,63 \times 10^3}{0,989 \times 27 \times 348} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 14/\text{ml} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{38,5 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38,5 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 4,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5 \text{ HA}16/\text{ml} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.4.5.1.4. Vérification à l'E.L.U

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$\delta_o = 0,8 \text{ ‰ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,53}{2} \right) = 2,96 \text{ cm}^2.$$

- Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 10,05 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 7,7 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

- En travée :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 18,84 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 10,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

VI.4.5.1.5. Calcul et vérification à l'E.L.S

Evaluation des moments M_X et M_Y :

$$\rho = 0,53$$

On a: $\mu_x = 0,0945$

$$\mu_y = 0,4$$

On aura donc :
$$\begin{cases} M_x = 0,0945 \times 126,6 \times 3,4^2 = 138,3 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,4 \times 138,3 = 55,32 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis Moments en travée

$$M_{sa} = (-0.5) \cdot M_{s \max} \quad M_{st} = (0.85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0.5) \times 138,3 \quad M_{st} = (0.85) \times 138,3$$

$$M_{sa} = -69,15 \text{ KN.m} \quad M_{st} = 117,55 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

α : Position de l'axe neutre :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{90,5}{69,15} = 1,31 \quad \text{et} \quad \mu = 0,0668 \rightarrow \alpha = 0,141$$

$$\alpha = 0,141 < \frac{1,31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{153,85}{117,55} = 1,31 \quad \text{et} \quad \mu = 0,1135 \rightarrow \alpha = 0,246$$

$$\alpha = 0,246 < \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

VI.4.5.2. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

VI.4.5.2.1. Sollicitation de calcul

- **A l'ELU :**

$$P_u = 173 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-173 \times (0.6)^2}{2} = -31,14 \text{ KNm}$$

- **A l'ELS :**

$$P_s = 126,6 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-126,6 \times (0.6)^2}{2} = -22,79 \text{ KNm}$$

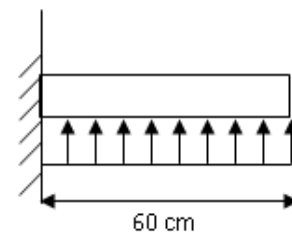


Figure VI.5 : schéma statique du débord.

VI.4.5.2.2. calcul des armatures

$$b=1\text{m}; d=27\text{cm}; f_{bc}=14,2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31,14 \times 10^5}{100 \times (27)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,03 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,03 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{31,14 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte un même ferrailage que le tablier.

Dans le sens longitudinal :

$$A_{ua} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans le sens transversal :

$$A_{ua} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.4.5.2.3. Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal : $10,05 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Sens transversal : $7,70 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

VI.4.5.2.4. Calcul de l'espacement

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

En prend $S_t = 25 \text{ cm}$

VI.4.5.2.5. Armatures de répartition

Sens longitudinal :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm²/ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens transversal :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 = 3,93 cm²/ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.4.5.2.6. Vérification à l'ELS

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$$

$$s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; s = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	Ms	A _(ELU)	ρ	K	β	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	Travée	22,79	10,05	0,372	38,19	0,906	92,7	2,43	15	vérifié
y-y	Travée	22,79	7,70	0,285	44,52	0,916	119,67	2,69	15	vérifié

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord

VI.4.5.3. Etude des nervures :

Le calcul se fera par la méthode des trois moments

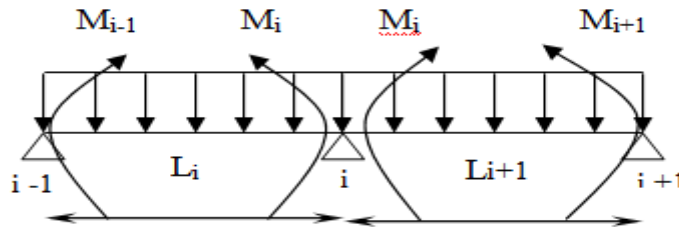
Rappel sur la méthode des trois moments :

Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

Exposé de la méthode des trois moments :



Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- **Aux appuis :**

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

- **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

VI.4.5.3.1. Les moments de flexion et les efforts tranchant

VI.4.5.3.1.1. Sens longitudinal à l'ELU :(y y)

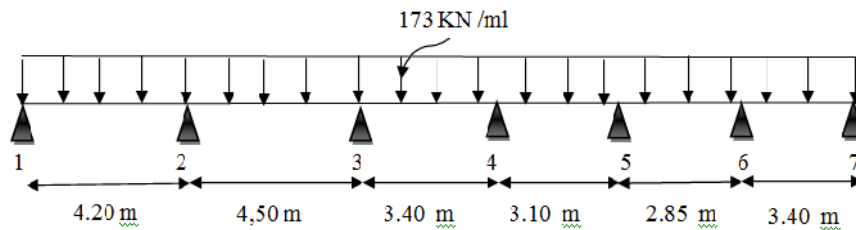


Figure VI.6 :schéma statique de la nervure.

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1, i, i+1$ respectivement .

- Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1 : $8,4M_1+4,2M_2= -3204,31$ -----(1)

L'appui 2: $4,2M_1+17,4M_2+4,5M_3 = -7145,46$ ----- (2)

L'appui 3 : $4,5M_2+15,8M_3+3,4M_4 = - 5641,05$ ----- (3)

L'appui 4 : $3,4M_3+13M_4+3,1M_5 = -2988,36$ ----- (4)

L'appui 5 : $3,1M_4+11,9M_5+2,85M_6 = -2289,66$ ----- (5)

L'appui 6 : $2,85M_5+12,5M_6+3,4M_7 = -2701,10$ ----- (6)

L'appui 7 : $3,4M_6+6,8M_7= - 1699,90$ ----- (7)

On peut écrire Cette équation sous forme suivante :

$$\begin{bmatrix} 8,4 & 4,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,2 & 17,4 & 4,5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,5 & 15,8 & 3,4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,4 & 13 & 3,1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,1 & 11,9 & 2,85 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2,85 & 12,5 & 3,4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,4 & 6,8 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \\ M4 \\ M5 \\ M6 \\ M7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -3204,31 \\ -7145,46 \\ -5641,05 \\ -2988,36 \\ -2289,66 \\ -2701,10 \\ -1699,90 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned} M_1 &= -243,23 \text{KN.m} & M_2 &= -294,46 \text{KN.m} & M_3 &= -243,75 \text{KN.m} \\ M_4 &= -136,65 \text{KN.m} & M_5 &= -123,57 \text{KN.m} & M_6 &= -138,79 \text{KN.m} \\ M_7 &= -180,59 \text{KN.m} \end{aligned}$$

- Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2,03\text{m} \rightarrow M_{1 \max}(2,03) = 113,05 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2,31\text{m} \rightarrow M_{2 \max}(2,31) = 169,17 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,88\text{m} \rightarrow M_{3 \max}(1,88) = 62,66 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 1,57\text{m} \rightarrow M_{4 \max}(1,57) = 77,77 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 1,39\text{m} \rightarrow M_{5 \max}(1,39) = 44,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (6-7)} \rightarrow x = 1,63\text{m} \rightarrow M_{6 \max}(1,63) = 90,73 \text{ KN.m}$$

N.B

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M_1 = -162,15\text{KN.m} \quad M_2 = -196,31\text{KN.m} \quad M_3 = -162,5\text{KN.m}$$

$$M_4 = -91,1\text{KN.m} \quad M_5 = -82,38 \text{ KN.m} \quad M_6 = -92,53 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -120,39\text{KN.m}$$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2,05\text{m} \rightarrow M_{1 \max}(2,05) = 202,42\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2,29\text{m} \rightarrow M_{2 \max}(2,29) = 258,67\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,82\text{m} \rightarrow M_{3 \max}(1,82) = 222,00\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 1,57\text{m} \rightarrow M_{4 \max}(1,57) = 121,10\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 1,40\text{m} \rightarrow M_{5 \max}(1,40) = 88,230\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (6-7)} \rightarrow x = 1,65\text{m} \rightarrow M_{6 \max}(1,65) = 143,73\text{KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Au niveau d'un appui « i+1 »,
$$V(x) = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$V_i(x=0)$ KN	$V_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	M_{max} [KN.m]
Travée 1-2	4,20	355,20	-371,43	2,05	202,42
Travée 2-3	4,50	396,76	-381,74	2,29	258,67
Travée 3-4	3,40	315,10	-273,10	1,82	222,00
Travée 4-5	3,10	270,96	-265,34	1,57	121,10
Travée 5-6	2,85	242,96	-250,10	1,40	88,230
Travée 6-7	3,40	285,90	-302,29	1,65	143,73

Tableau.VI.4 : Calcul des efforts tranchants.

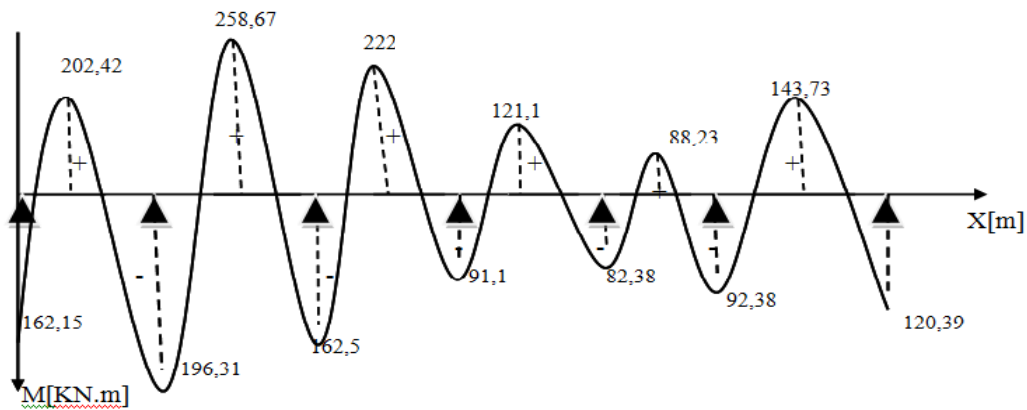


Figure VI.7 : Diagramme des moments à l'ELU (après correction)

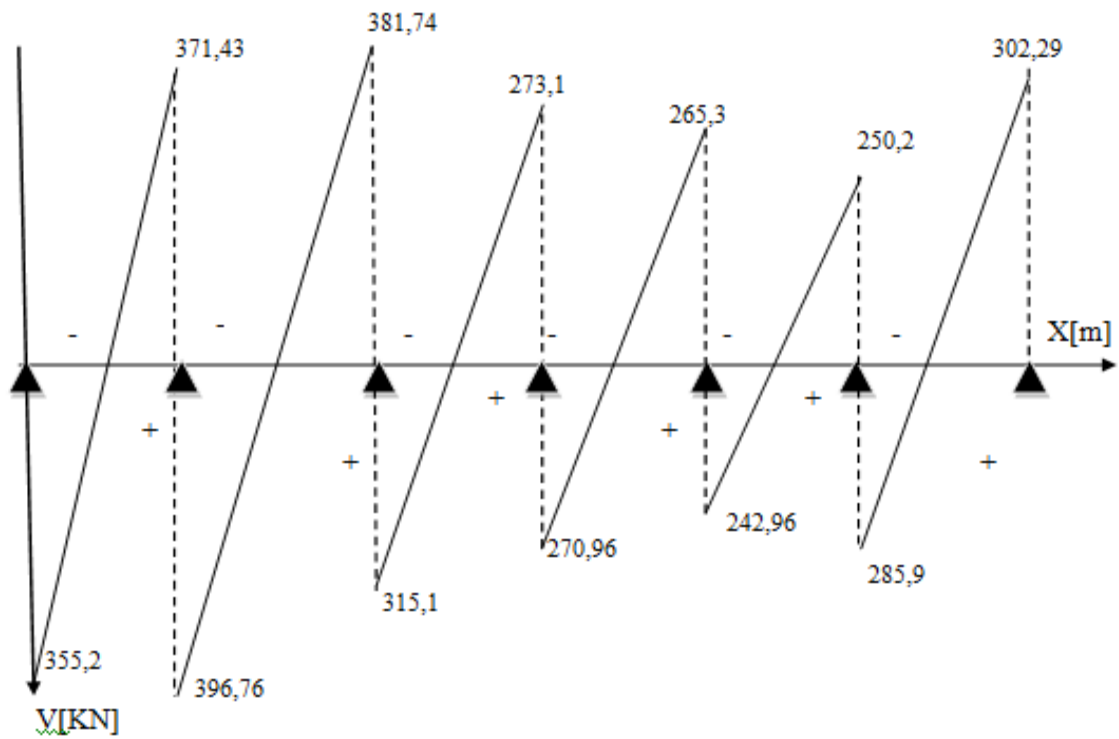


Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction).

Conclusion:

$$M_{ut}^{\max} = 258,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{\max} = 196,31 \text{ KN.m}$$

$$V_a^{\max} = 396,76 \text{ KN.m}$$

VI.4.5.3.1.2. Sens longitudinal à l'ELS (y y) :

A l'ELS : $q_s=126,6$ KN/ml

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le **BAEL (Art.6.5.1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{126,6}{173} = 0,732 \quad ; \quad q_u = 173 \text{ KN/ml}, \quad q_s = 126,6 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :**- Les moments aux appuis :**

$$M_1 = 162,15 \times 0,732 = -118,69 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 196,31 \times 0,732 = -143,70 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 162,5 \times 0,732 = -118,95 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 91,10 \times 0,732 = -66,68 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 82,38 \times 0,732 = -60,30 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 92,38 \times 0,732 = -67,62 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 120,39 \times 0,732 = -88,12 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées :

$$M_{t1} = 202,42 \times 0,732 = 148,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 258,67 \times 0,732 = 189,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 222 \times 0,732 = 162,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 121,1 \times 0,732 = 88,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 88,23 \times 0,732 = 64,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6} = 143,73 \times 0,732 = 105,21 \text{ KN.m}$$

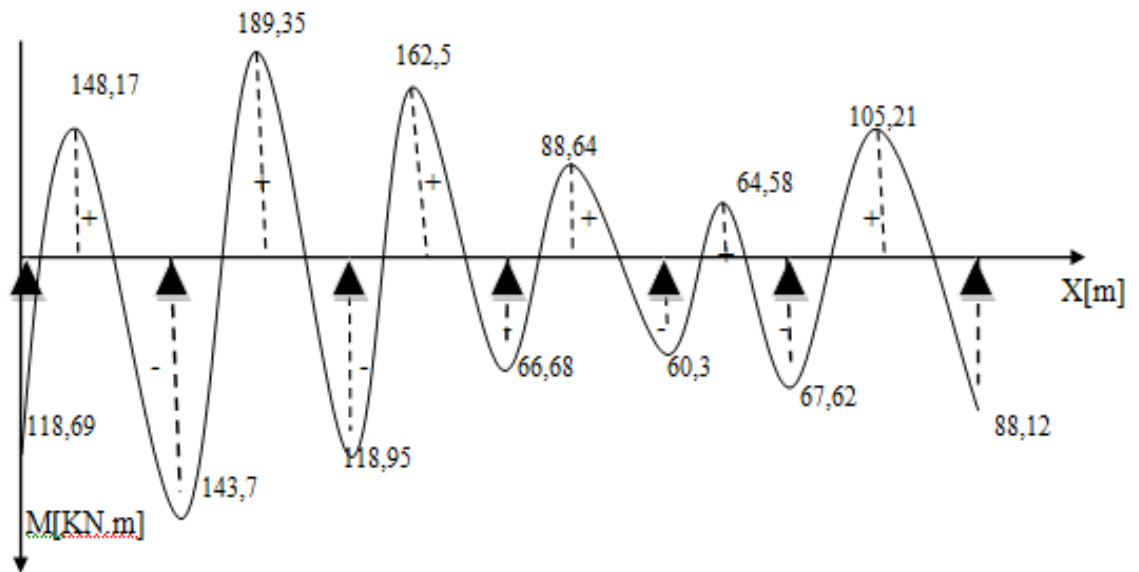


Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Calcul des efforts tranchant à l'ELS : $V_S = V_U \times 0,732$

Travée	longueur	$V_i(x=0)$ KN	$V_{i+1}(x=l_i)$	X(m)
Travée 1-2	4,20	260	-271,9	2,05
Travée 2-3	4,50	290,4	-279,4	2,29
Travée 3-4	3,40	230,6	-199,9	1,82
Travée 4-5	3,10	198,3	-194,2	1,57
Travée 5-6	2,85	177,8	-183,1	1,40
Travée 6-7	3,40	209,3	-221,3	1,65

Tableau VI.5 : Calcul des efforts tranchants.

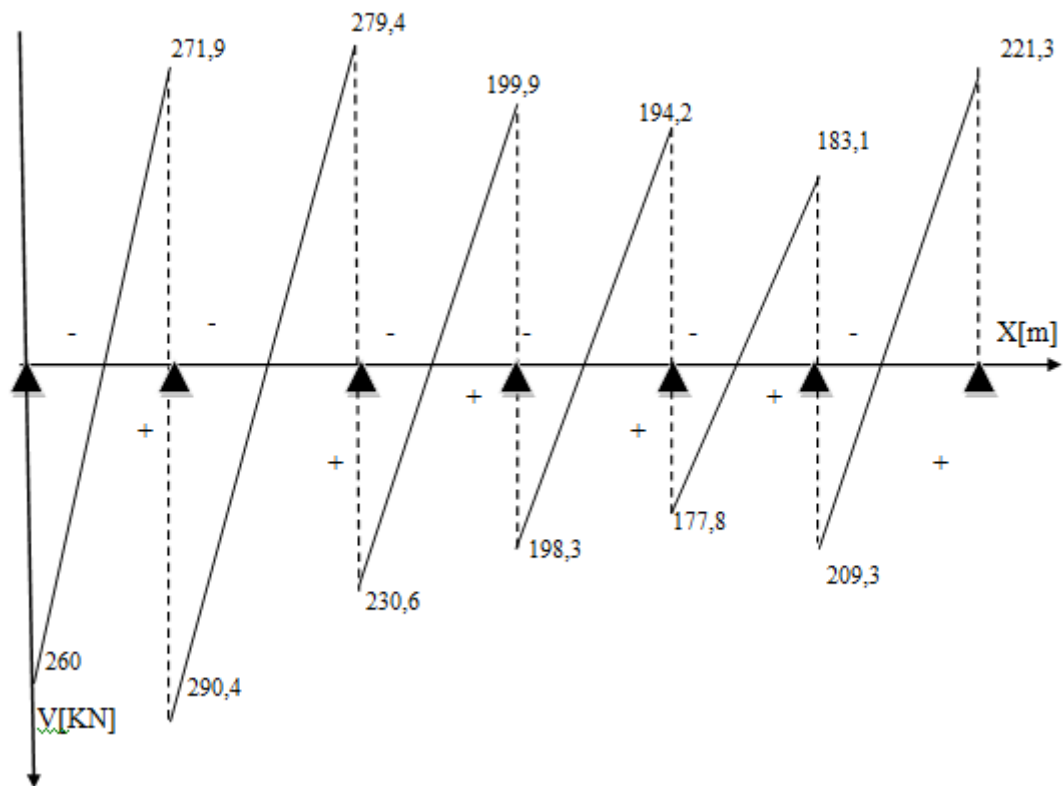


Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Conclusion:

$$M_{st}^{max} = 189,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 143,7 \text{ KN.m}$$

$$V_a^{max} = 290,41 \text{ kn}$$

VI.4.5.3.1.3. Sens transversal à l'ELU (x x) :

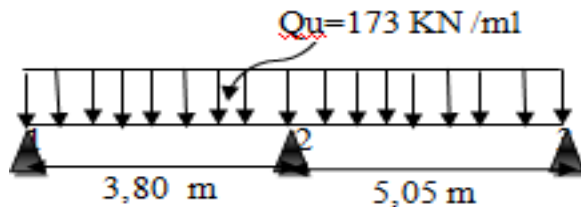


Figure VI.11 : Schéma statique de la nervure.

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement .

- Calcul des moments aux appuis :

$$\text{L'appui 1 : } 7,6M_1 + 3,8M_2 = -2373,2 \text{ ----- (1)}$$

$$\text{L'appui 2: } 3,8M_1 + 17,7M_2 + 5,05M_3 = -7943,3 \text{ -----(2)}$$

$$\text{L'appui 3 : } 5,05M_2 + 10,1M_3 = -5570 \text{ ----- (3)}$$

On peut écrire Cette équation sous forme suivante :

$$\begin{pmatrix} 7,6 & 3,8 & 0 \\ 3,8 & 17,7 & 5,05 \\ 0 & 5,05 & 10,1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -2373,2 \\ -7943,3 \\ -5570 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -162,7 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -299,2 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -401,9 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,6\text{m} \quad \rightarrow M_{1 \max}(1,69) = 2,64\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2,41\text{m} \quad \rightarrow M_{2 \max}(2,63) = 50,2\text{KN.m}$$

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M_1 = -108,5\text{KN.m}$$

$$M_2 = -199,5\text{KN.m}$$

$$M_3 = -267,9\text{KN.m}$$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,76\text{m} \quad \rightarrow M_{1 \max}(1,76) = 159,9\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2,45\text{m} \quad \rightarrow M_{2 \max}(2,45) = 318,3\text{KN.m}$$

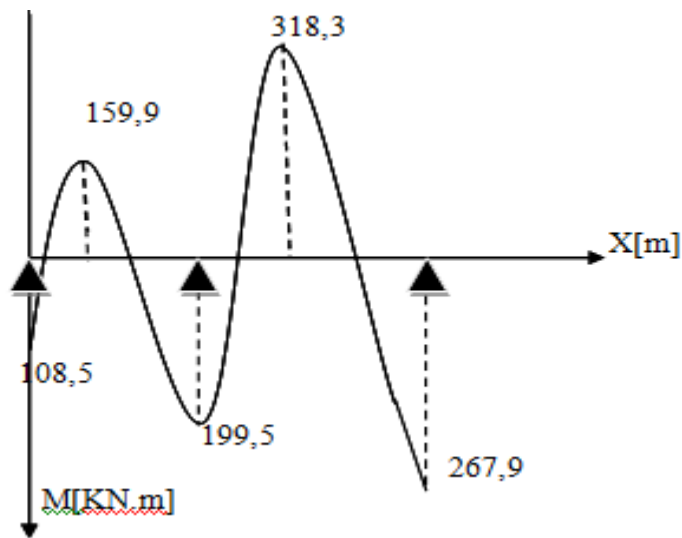


Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

- **Calcul des efforts tranchant :**

$$\text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Au niveau d'un appui « i+1 », } V(x) = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$V_i(x=0)$ KN	$V_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	M_{\max} [KN.m]
Travée 1-2	3,8	304,7	-352,6	1,76	159,9
Travée 2-3	5,05	423,3	-450,4	2,45	318,3

Tableau VI.6 : calcul des efforts tranchants.

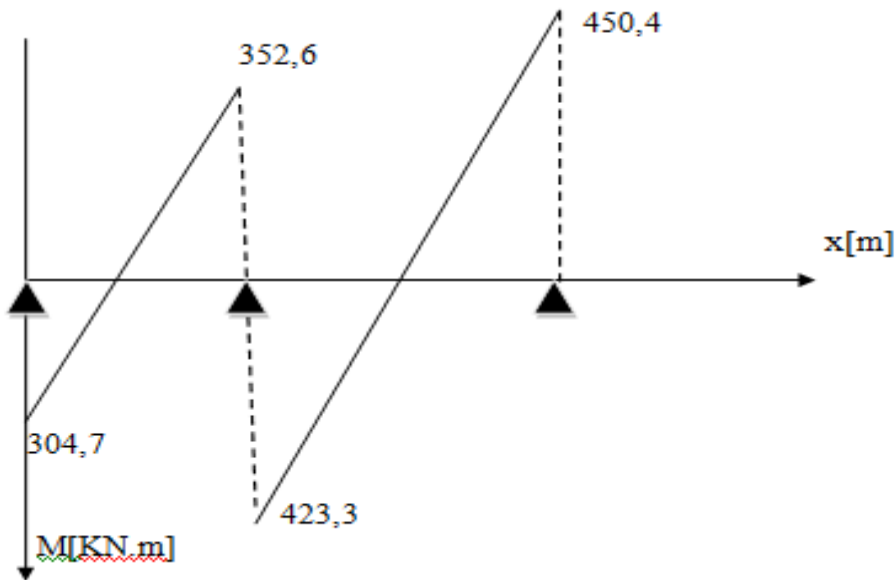


Figure VI.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Conclusion:

$$M_{ut}^{max} = 318,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = 267,9 \text{ KN.m}$$

$$V_a^{max} = 450,4 \text{ KN}$$

VI.4.5.3.1.4. Sens transversal à l'ELS (x x) :

A l'ELS : $q_s = 126,6 \text{ KN/ml}$

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (Art.6.5.1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{126,6}{173} = 0,732 \quad ; \quad q_u = 173 \text{ KN/ml} \quad , \quad q_s = 126,6 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

- *Les moments aux appuis :*

$$M_1 = -108,5 \times 0,732 = -79,42 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -199,5 \times 0,732 = -146 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -267,9 \times 0,732 = -196,1 \text{ KN.m}$$

- *Les moments en travées :*

$$M_{t1} = 159,9 \times 0,732 = 117 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 318,3 \times 0,732 = 233 \text{ KN.m}$$

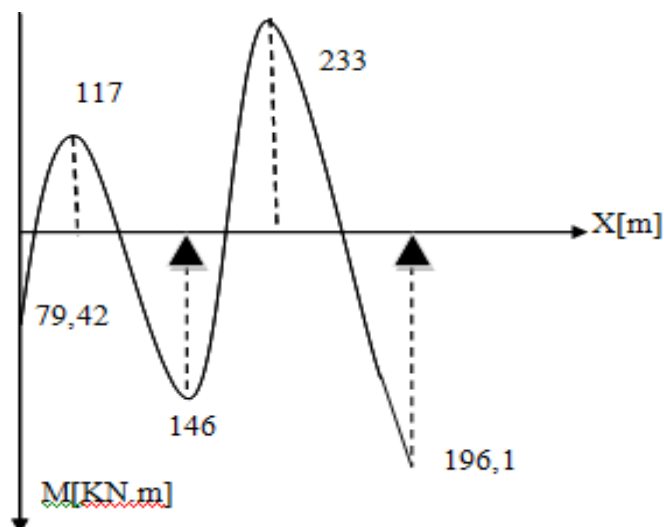


Figure VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Calcul des efforts tranchant à l'ELS : $V_S = V_U \times 0,732$

Travée	longueur	$V_i(x=0)$ KN	$V_{i+1}(x=l_i)$
Travée 1-2	3,8	223	-258,1
Travée 2-3	5,05	309,9	-329,7

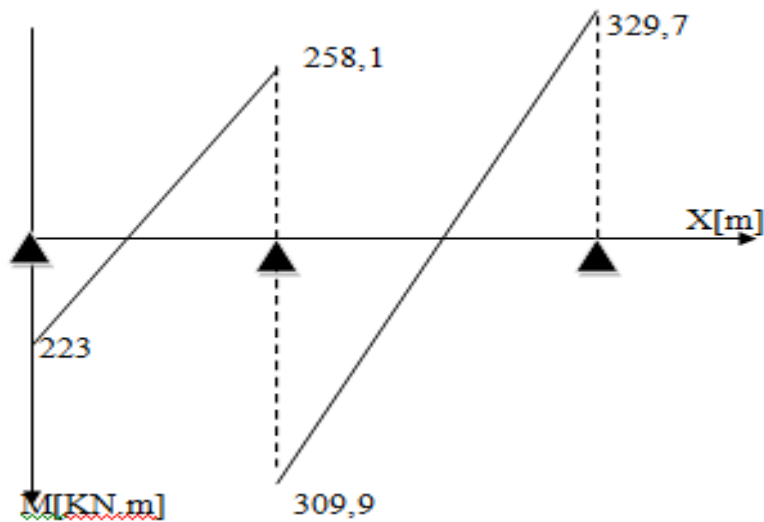


Figure VI.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Conclusion:

$$M_{st}^{\max} = 223 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 196,1 \text{ KN.m}$$

$$V_a^{\max} = 329,7 \text{ KN}$$

VI.4.5.3.2. calcul des armatures

Pour le ferrailage on prend le moment maximal en travées et sur appuis :

$$\text{ELU : (x-x) : } M_t = 318,3 \text{ KN ml} \quad ; \quad M_a = 267,9 \text{ KN ml}$$

$$(y-y) : M_t = 258,67 \text{ KN ml} ; M_a = 196,31 \text{ KN ml}$$

$$\text{ELS : (x-x) : } M_t = 233 \text{ KN ml} \quad ; \quad M_a = 196,1 \text{ KN ml}$$

$$(y-y) : M_t = 189,35 \text{ KN ml}; M_a = 143,7 \text{ KN ml}$$

Sens	zone	M_u (KN .m)	μ	β	obser	$A_{min}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	A adoptée (cm^2)
x-x	appuis	267,9	0,0311	0,985	SSA	7,12	7,44	2HA20+2HA16 = 10,3
	travées	318,3	0,037	0,981	SSA	7,12	8,88	2HA20+2HA16 = 10,3
y-y	appuis	196,31	0,0219	0,989	SSA	7,12	6,23	4HA16 =8,04
	travées	258,67	0,0289	0,986	SSA	7,12	7,045	4HA16 = 8,04

Tableau VI.7 : Ferrailage à l'ELU.

VI.4.5.3.3. Vérification à l'ELU, sens (x, x)**VI.4.5.3.3.1. Armatures longitudinales**

$$A_{min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 7,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

VI.4.5.3.3.2. Armatures transversales

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

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

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{27 ; 19.20\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 55 \text{ cm}.$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,8 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 4HA 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

VI.4.5.3.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 450,4 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{450,4 \times 10^3}{550 \times 1070} = 0,76 \text{ MPa} \leq 2,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.5.3.4. Vérification à l'ELS, sens (x, x) :

- **Aux appuis :**

$$M_{S\max} = 196,1 \text{ KN.m} \quad \mu = 0,023 \quad \longrightarrow \alpha = 0.0304$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{318,3}{196,1} = 1,62$$

$$\alpha = 0,0304 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,432 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$M_{S\max} = 233 \text{ KN.m} \quad \mu = 0.027 \quad \alpha = 0.0355$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{318,3}{233} = 1,37$$

$$\alpha = 0,0270 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,433 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.5.3.5. Vérification à l'ELU, sens (y, y)**VI.4.5.3.5.1. Armatures longitudinales**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 7,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

VI.4.5.3.5.2. Armatures transversales

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

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

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{27 ; 19.20\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 55 \text{ cm}.$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,8 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

VI.4.5.3.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 396,76 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{396,76 \times 10^3}{550 \times 1070} = 0,67 \text{ MPa} \leq 2,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.5.3.6. Vérification à l'ELS, sens (y, y) :

- **Aux appuis :**

$$M_{S \max} = 143,7 \text{ KN.m} \quad \mu = 0,016 \quad \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{196,31}{143,7} = 1,37$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$M_{S \max} = 180,35 \text{ KN.m} \quad \mu = 0,02 \quad \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{258,67}{180,35} = 1,43$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

VI.4.5.4. Armatures de peau : [BAEL 91/A.4.5,34] ; [BAEL 91/A.8.3] ; [BAEL 91/B.6.6,2].

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet, on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

De toute façon et quel que soit le type de bâtiment, il faut prévoir des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60 cm (fig. 7.4)

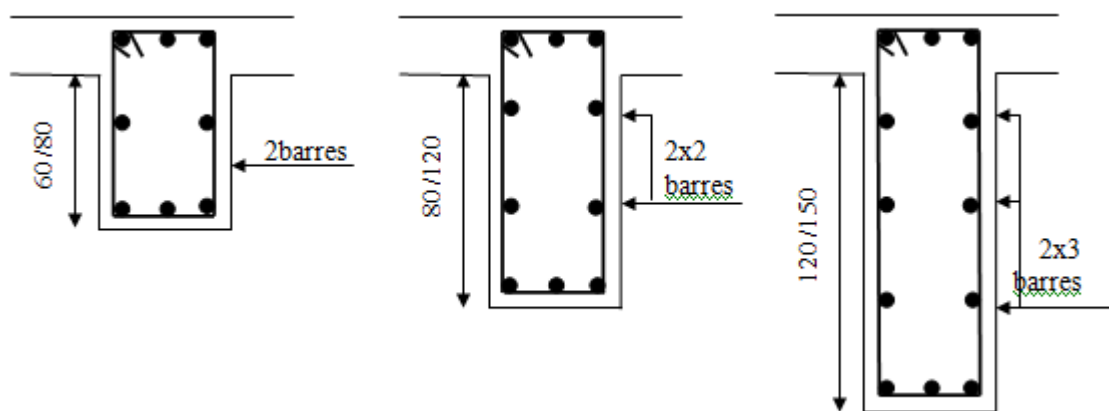


Figure VI.16 : dispositions des armatures de peau.

Dans notre cas on a la hauteur de la nervure est de $h_n = 1,10\text{m}$

$$80 < h_n < 120$$

Donc on utilise les armatures de peau suivantes :

$2 \times 2\text{HA}12 = 5,3\text{cm}^2$ avec des épingles $\Phi 8$ comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.



Chapitre VII: Etude du mur plaque

VII.1. Introduction

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir les conditions suivantes :

- 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 du mur plaque

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. On opte pour une épaisseur de **25 cm**.

VII.3. Méthode de calcul

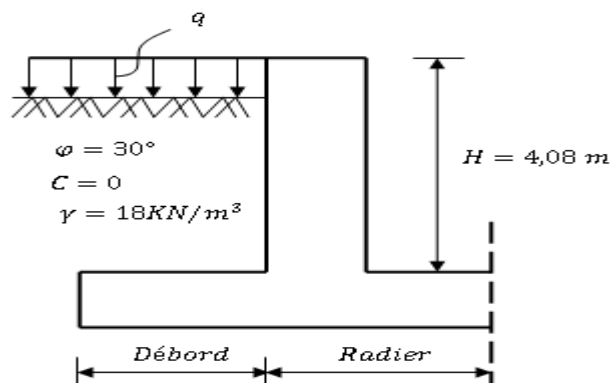
Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du S. SOL.

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polygane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

VII.3.1. Détermination des sollicitations

VII.3.1.1. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- Poids volumique du sol $\gamma = 18 \frac{KN}{m^3}$
- Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion $C = 0$
- Surcharge éventuelle $q = \frac{10KN}{m^2}$
- $\sigma_{sol} = 1 \text{ bars}$



VII.1. Caractéristique du mur plaque

VII.3.1.2. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H Contrainte horizontale

σ_V Contrainte verticale $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 coefficient de poussée des terres

φ Angle de frottement interne

VII.3.1.3. Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,577$$

Avec : $0 < h < H$ $0 < h < 4,08 \text{ m}$

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \quad \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,577 = 8,655 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \quad \sigma_{H2} = 0,577 \times (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 114,14 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \quad \sigma_{H1} = 10 \times 0,577 = 5,77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2,89 \text{ m} \quad \sigma_{H2} = 0,577 \times (18 \times 2,89 + 10) = 48,14 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes

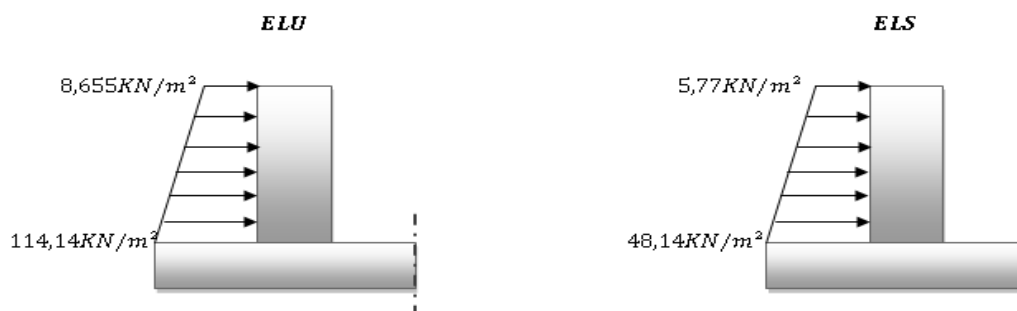


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes en KN/m^2

VII.3.1.4. Calcul les charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

ELU

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 114,14 + 8,655}{4} \times 1m = 87,77N \text{ KN/ml}$$

ELS

$$P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 48,14 + 5,77}{4} \times 1m = 37,55N \text{ KN/ml}$$

VII.4. Ferrailage de mur plaque**VII.4.1. Méthode de calcul**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 04 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

Le calcul se fait pour une bande de 1m. ($b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$)

VII.4.2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fait à partir de la méthode des panneaux encastrés sur les quatre appuis. Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte aux moments les valeurs suivantes :

- En travée: 0,85
- Sur les grands cotés : 0,3 → appui de rive.
- 0,5 → autres appuis.

VII.4.3. Identification des panneaux**Le plus grand panneau**

$$l_x = 4,08 \text{ m}$$

$$l_y = 5,05 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,08}{5,05} = 0,80 > 0,4$$

Le plus petit panneau

$$l_x = 2,85 \text{ m}$$

$$l_y = 4,08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,85}{4,08} = 0,698 > 0,4$$

Remarque

On remarque que le panneau travaille dans les deux sens.

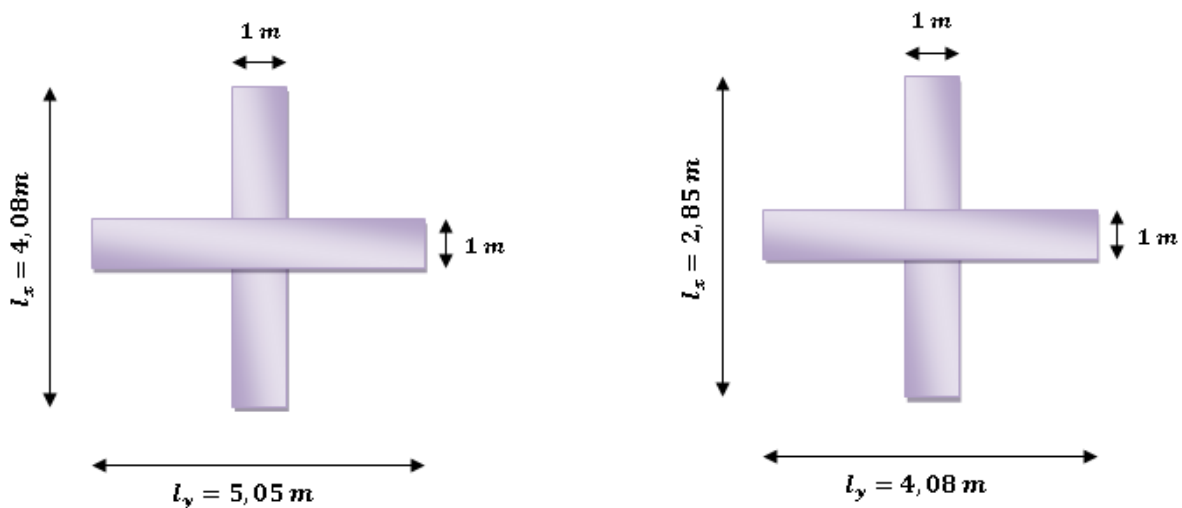


Figure VII.3 : Schéma statique du panneau

On tire μ_x et μ_y du tableau du calcul de dalles on fonction du ρ et le coefficient du poisson ν

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à LEU} \\ \nu = 0,2 \text{ à LES} \end{cases}$$

VII.4.4. Calcul des moments

ELU

$$\rho = 0,8 \longrightarrow \begin{cases} u_x = 0,0565 \\ u_y = 0,695 \end{cases}$$

$$M_x = u_x p_u l_x^2 = 0,0565 \times 87,77 \times 4,08^2 = 82,55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y M_x = 0,695 \times 82,55 = 57,37 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

Sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_x = 0,5 \times 82,55 = 41,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 82,55 = 70,17 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_y = 0,5 \times 57,37 = 28,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 57,37 = 48,76 \text{ KN.m}$$

ELS

$$\rho = 0,8 \longrightarrow \begin{cases} u_x = 0,0632 \\ u_y = 0,710 \end{cases}$$

$$M_x = u_x p_s l_x^2 = 0,0632 \times 37,55 \times 4,08^2 = 39,5 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y M_x = 0,710 \times 39,5 = 28,05 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

Sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_x = 0,5 \times 39,5 = 19,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 39,5 = 33,57 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_y = 0,5 \times 28,05 = 14,025 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 28,05 = 23,84 \text{ KN.m}$$

VII.4.5. Calcul des armatures

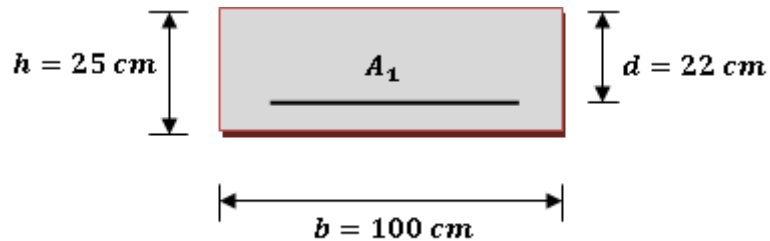


Figure VII.4 : Bande d'1m de largeur du voile.

Avec ces deux formules qu'on calcule le ferrailage

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Et} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

SENS	ZONE	M_u KN.m	μ_u	μ_l	Obs	β	A_s Cm^2	A_{min} Cm^2	A_{adopt} Cm^2	Choix des barres	S_t cm
X-X	appuis	41,27	0,06	0,392	SSA	0,969	5,56	2,5	5,6 5	5HA12	20
	travée	70,17	0,10	0,392	SSA	0,946	9,68	2,5	10, 78	7HA14	14
Y-Y	appuis	28,68	0,04	0,392	SSA	0,979	3,83	2,5	5,6 5	5HA12	20
	travée	48,76	0,07	0,392	SSA	0,963	6,61	2,5	10, 78	7HA14	14

Tableau VII.1 : Ferrailage adopté à l'ELU

VII.4.6. Recommandations du RPA99

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)
- $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 25 = 2,5cm^2$

Les deux nappes sont reliés par 4 épingles / m^2 de HA8

VII.5. Vérification à l'ELS

Elle s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad 0.6f_{c28} = \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\rho_1 \times d \times A_s}$$

Avec

σ_{st} : contrainte de l'acier

A_s : armature adoptée à l'ELU

On calcule

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \text{et} \quad (\rho_1, \rho_1) \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

SENS	ZONE	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
X-X	appuis	19,75	5,65	0,257	0,919	0,0214	172,89	3,7	15	vérifiée
	travée	33,57	10,78	0,49	0,894	0,031	158,33	4,91	15	Vérifiée
Y-Y	appuis	14,02	5,65	0,257	0,919	0,0214	122,73	2,63	15	Vérifiée
	travée	23,84	10,78	0,49	0,894	0,031	112,44	3,48	15	vérifiée

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

VII.6. Vérification de la flèche

Les règles de **BAEL (B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L_x = 408\text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 25\text{cm}$ (hauteur totale).

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,25}{4,08} = 0,0613 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

- Sens (X-X) : la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{408}{500} = 0,816cm$
- Sens (Y-Y) : la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{505}{500} = 1,01cm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86Mpa$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1xI_0}{1 + (\lambda + \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisé (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot [A_s \left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c\right)^2] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot [2A_s \left(\frac{h}{2} - c'\right)^2]$$

$$I_0 = (100 \cdot 25^3 / 12) + 15 [2 \times 10,78 (25/2 - c)^2] = 159395,15 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} \implies \rho = 10,78 / 100 \times 22 = 0,0049$$

- **Calcul des coefficients**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.0084}{\rho} \quad \lambda_v = 1,714$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} \quad \mu = 1$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 159395,15}{1 + 1,714 \times 1}$$

$$I_{fv} = 64603,78$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

Sens (X-X) : L = 4,08 m

$$f = \frac{33,57 \times 10^6 (408)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 64603,78}$$

0,8 mm < $\bar{f} = 8,16$ mm \Rightarrow condition vérifiée

Sens (Y-Y) : L=5,05 m

$$f = \frac{23,84 \times 10^6 (505)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 64603,78}$$

0,87 mm < $\bar{f} = 10,1$ mm \Rightarrow condition vérifiée

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduit du RPA 99 modifié 2003.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.**

- **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton arme ALBERT FUENTES.**

- **Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés Jean- Pierre Mougin.**

- **Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).**

- **Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.**

- **DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.**

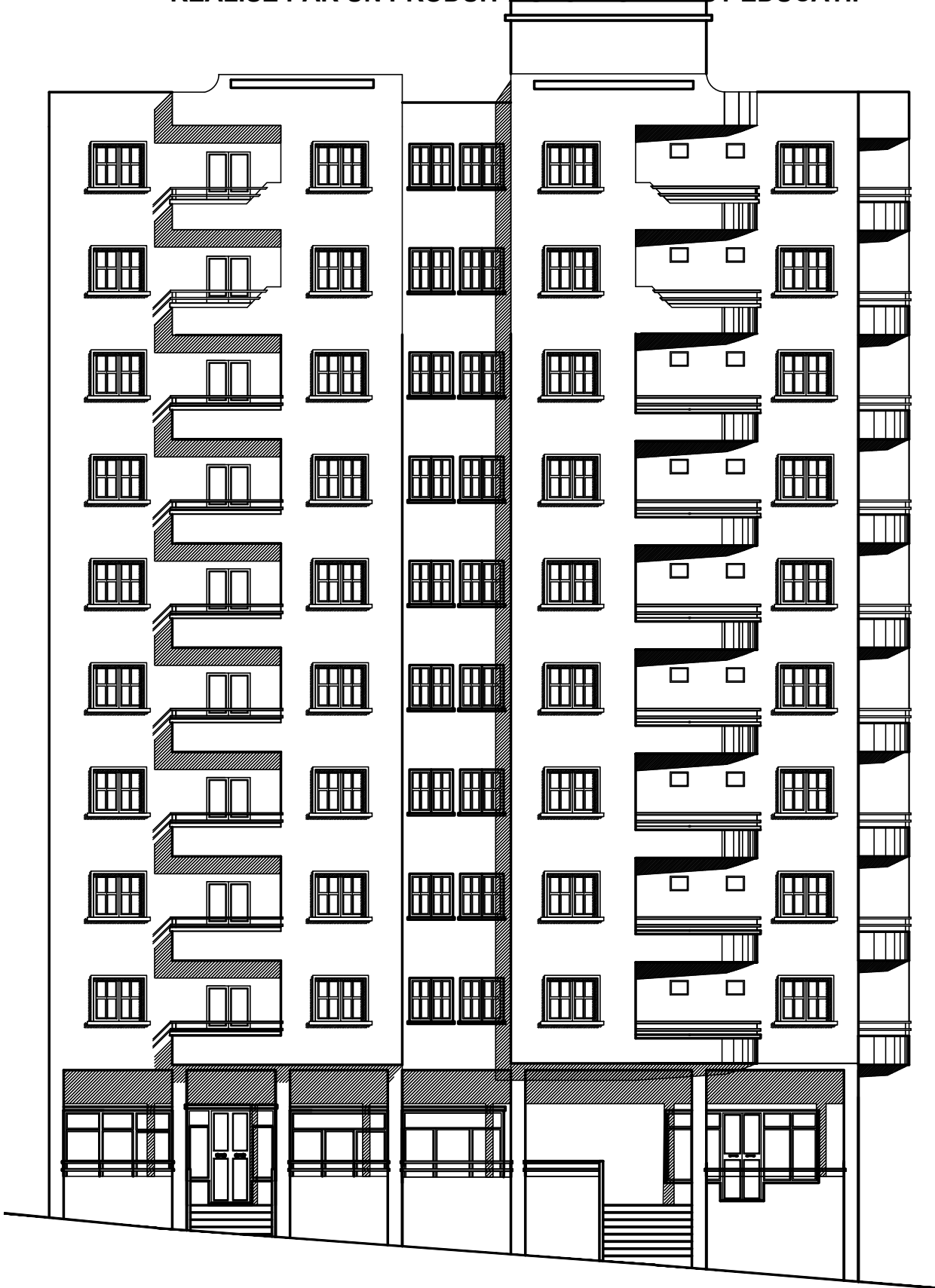
- **Cour et TD des années de spécialité.**

- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



FACADE PRINCIPALE

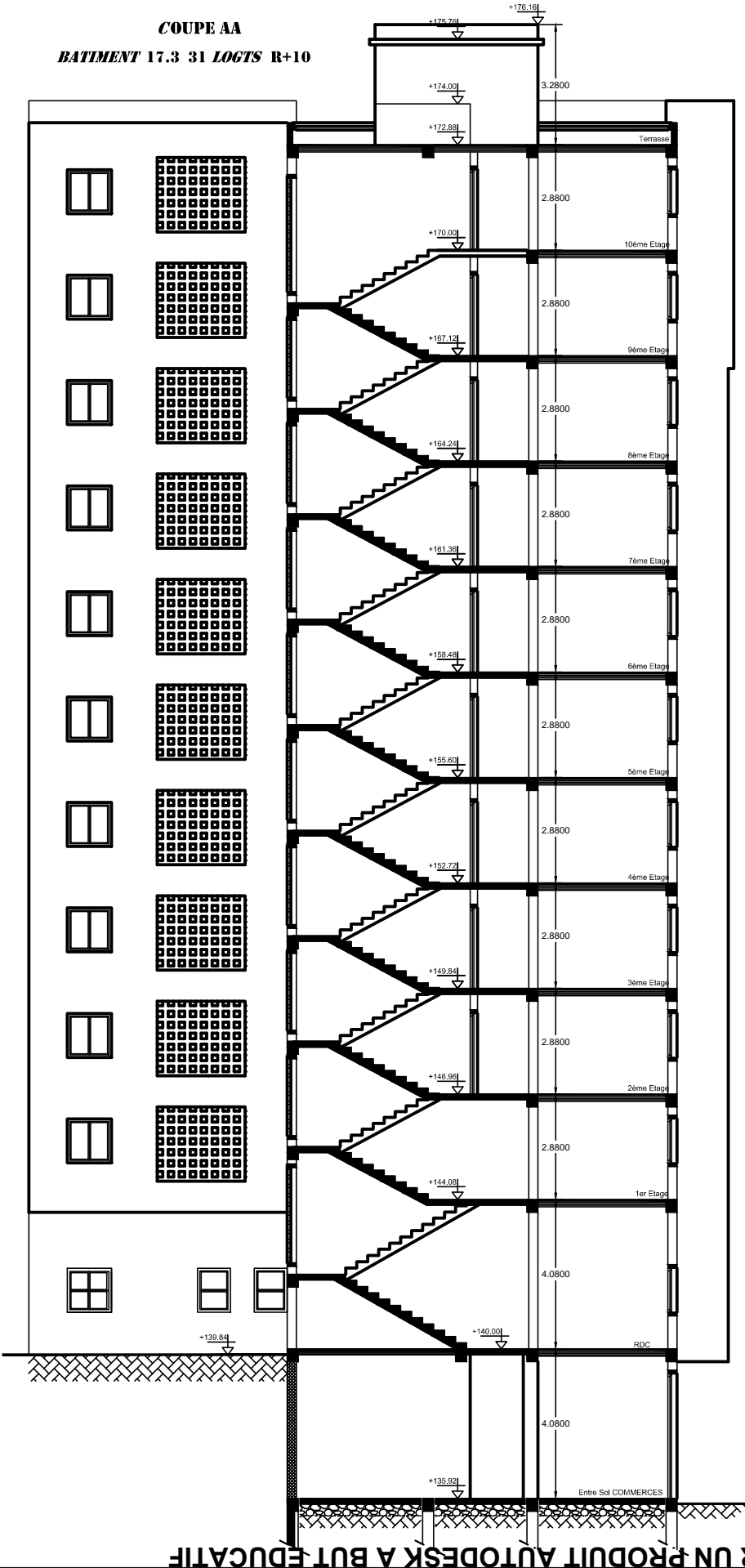
PROMOTEUR	KAHIL	<u>FACADE PRINCIPALE</u>	<i>Ech:</i>	1/100
			<i>Date:</i>	2014

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COUPE AA

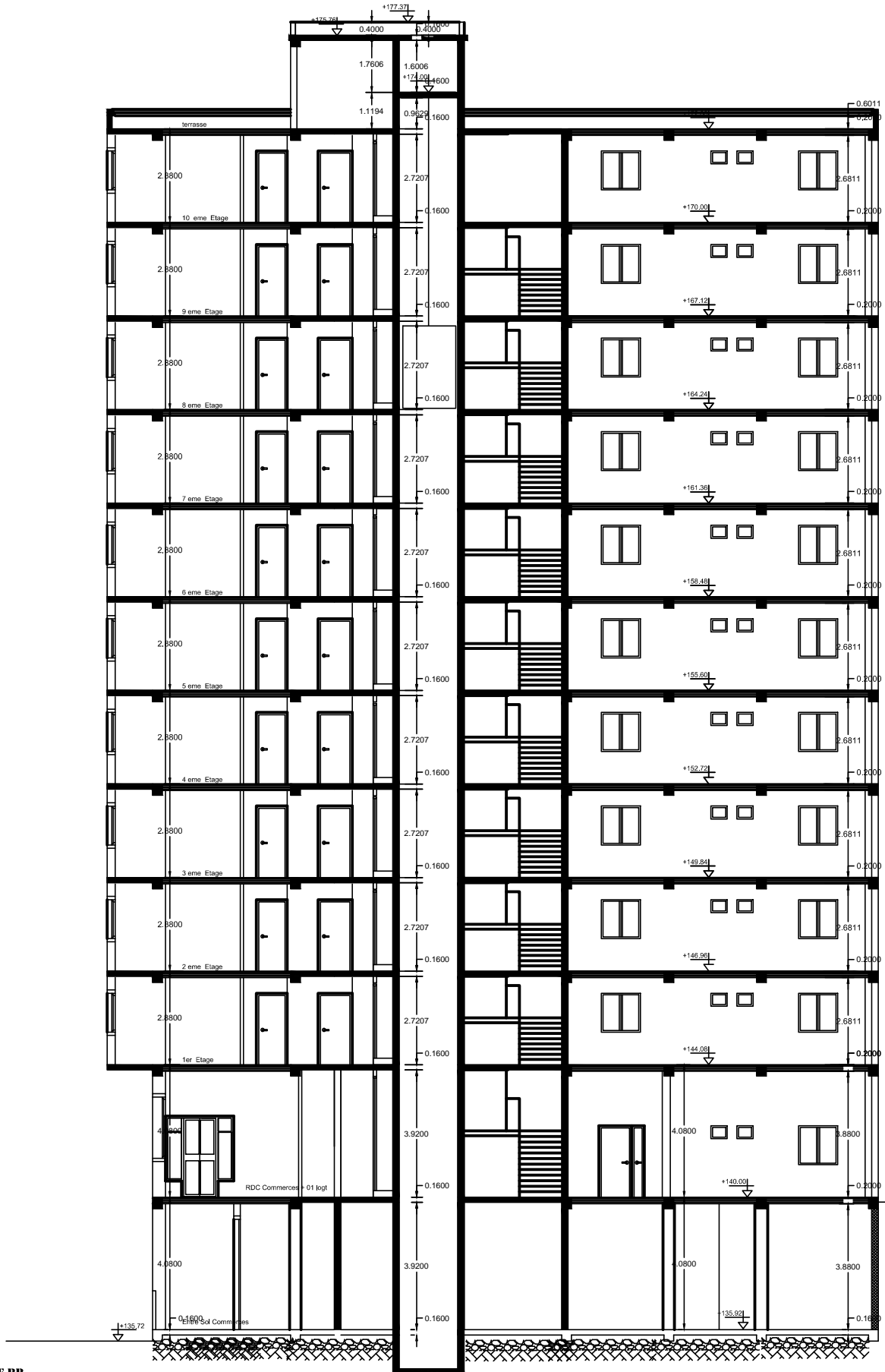
BATIMENT 17.3 31 LOGTS R+10



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COUPE BB

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

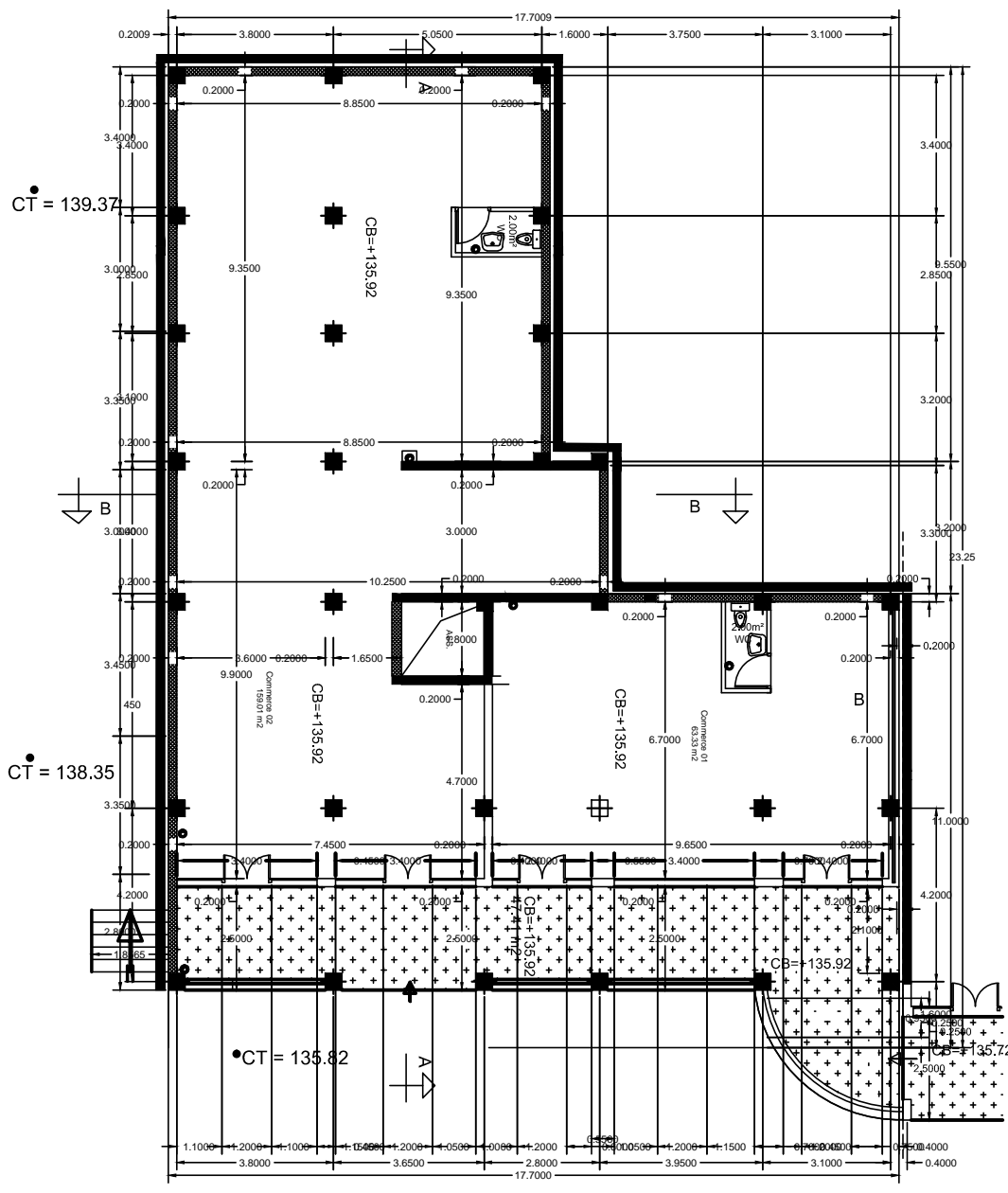
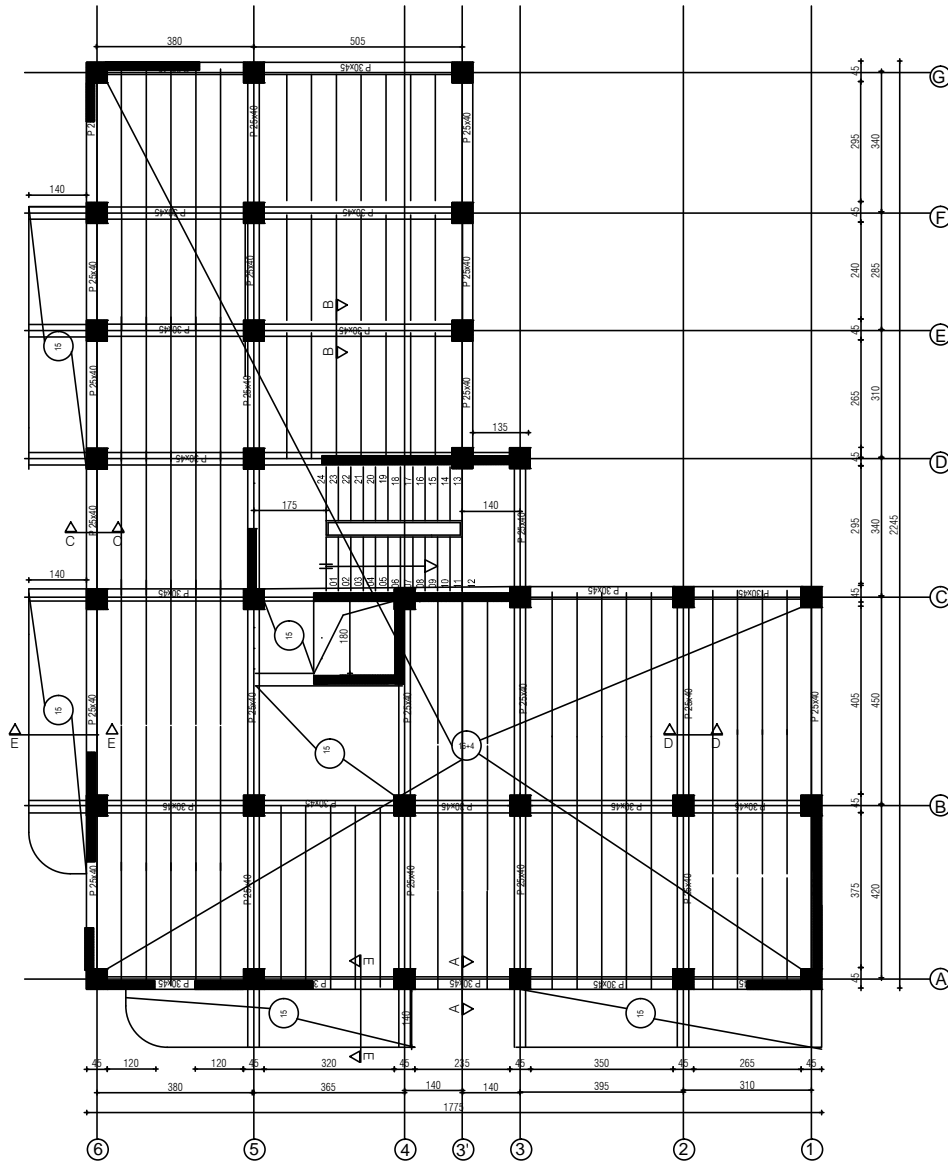


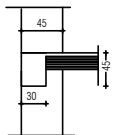
TABLEAU DES SURFACES	
Commerce 01	63.33 m ²
Commerce 02	159.01 m ²
Surface totale	226.55 m ²

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr HETTAL HACENE Mr GOU MEZHEN HAMOU Mr CHAOUADI MERZOUK	TITRE : P L AN DE L'ENTRE SOL	
DIRIGE PAR : Mr KAHIL	PROMOTION 2013-2014	ECHELLE :

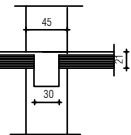
PLANCHER ETAGE COURANT



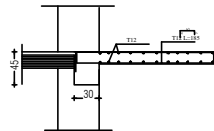
COUPE A-A



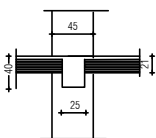
COUPE B-B



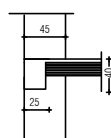
COUPE E-E



COUPE D-D

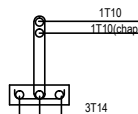


COUPE C-C



DETAIL POUTRELE -CORPS CREUX

COUPE Ech = 1/10
TREILLIS SOUDES Ø6 MAILLE 150/150



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr HETTAL HACENE
Mr GOUMEZIEN HAMOU
Mr CHAUADI MERZOUK

DIRIGE PAR :
Mr KAHIL

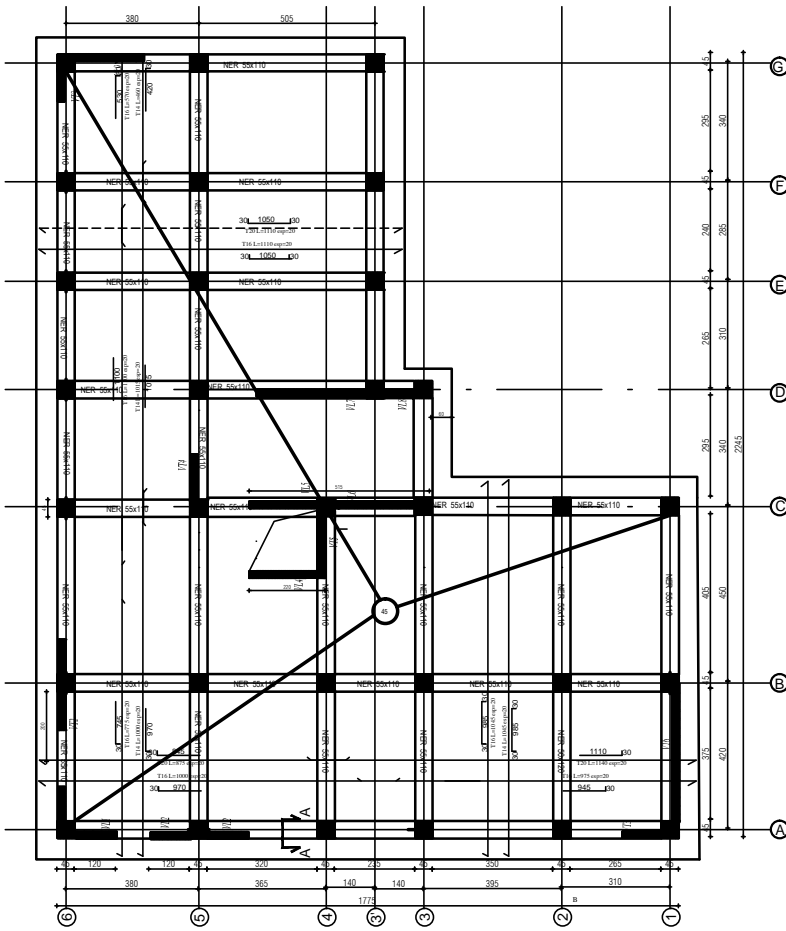
PROMOTION 2013-2014

TITRE :
**COFFRAGE ET FERRAILAGE
PLANCHER ETAGE COURANT**

USCOP

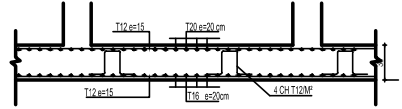
ECHELLE:

PLAN FONDATIONS



SENS: (x-x)

Ferrailage du radier

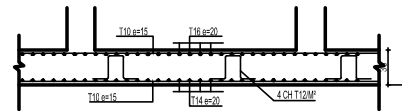


LEGENDE

— NAPE INFERIEURE T16 esp = 20
 — NAPE SUPERIEURE T20 esp = 20

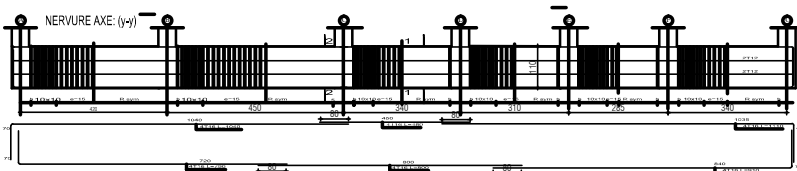
SENS: (y-y)

Ferrailage du radier

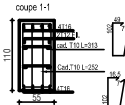
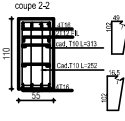


LEGENDE

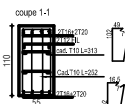
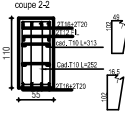
— NAPE INFERIEURE T14 esp = 20cm
 — NAPE SUPERIEURE T16 esp = 20cm



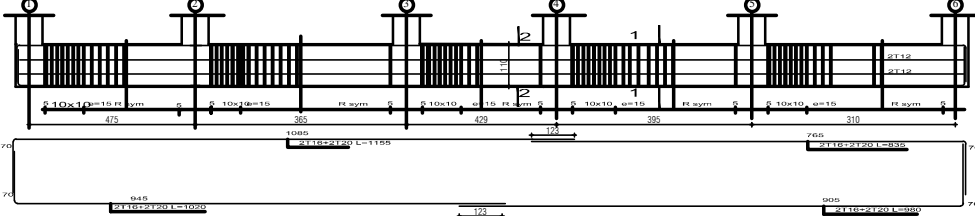
COUPES SUR LES NERVURES



COUPES SUR LES NERVURES



NERVURE AXE: (x-x)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 Mr HETTAL HACENE
 Mr GOUMEZIEN HAMOU
 Mr CHAOUADI MERZOUK

TITRE:
**COFFRAGE ET FERRAILAGE
 DES FONDATIONS**

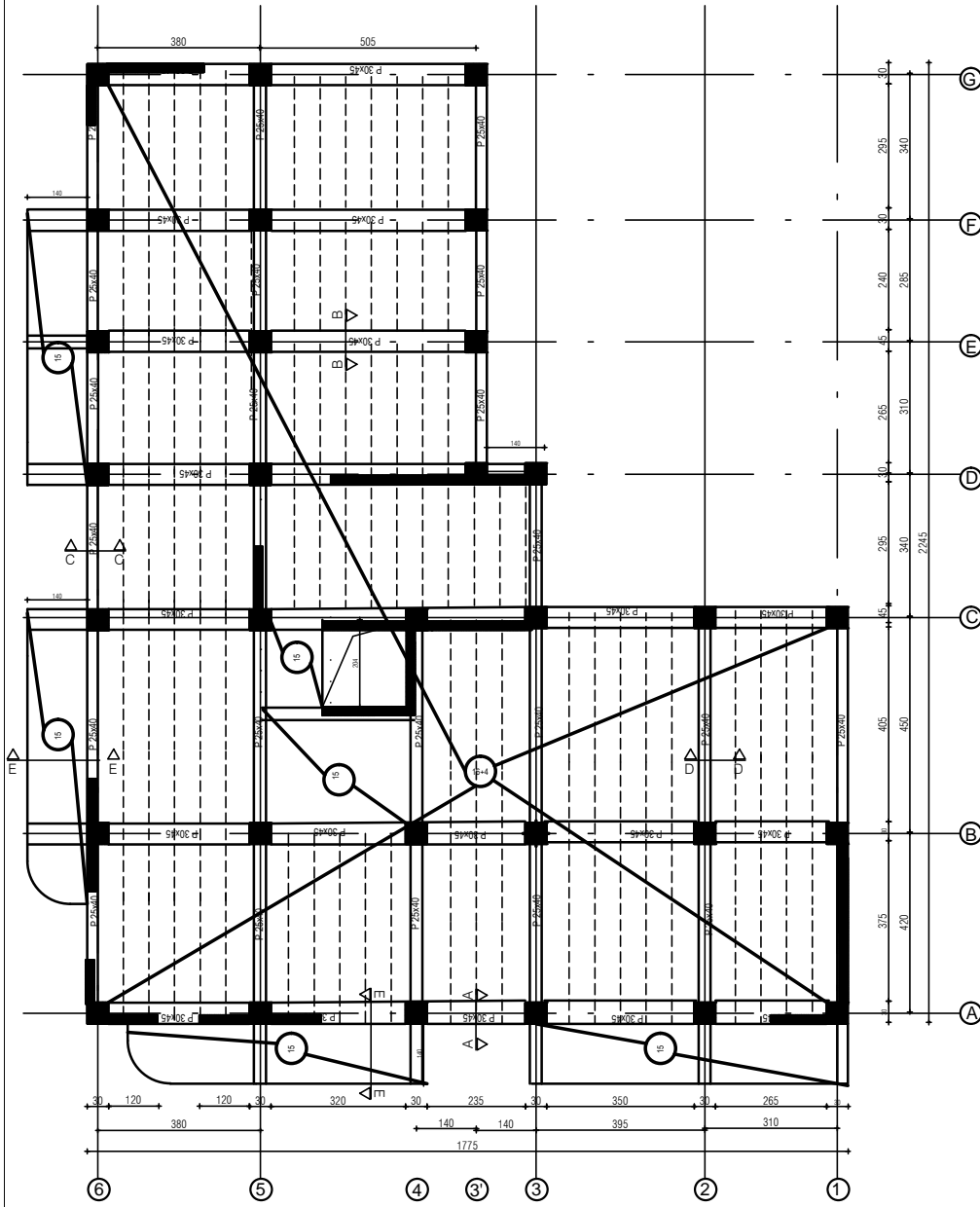
DIRIGE PAR :
 Mr KAHIL

PROMOTION 2013-2014

US3B-OP06»

ECHELLE:

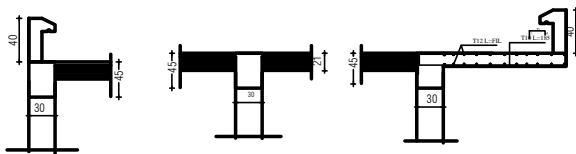
PLANCHER TERRASSE



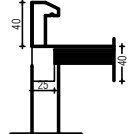
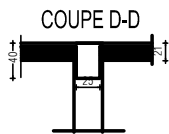
COUPE A-A

COUPE B-B

COUPE E-E

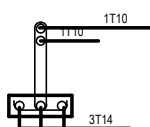
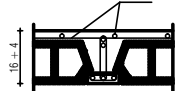


COUPE C-C



DETAIL POUTRELE -CORPS CREUX

COUPE Ech = 1/10
TREILLIS SOUDES Ø6 MAILLE 150/150



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr HETTAL HACENE
Mr GOMEZIEN HAMOU
Mr CHAOUADI MERZOUK

DIRIGE PAR :
Mr KAHIL

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

**COFFRAGE ET FERRAILAGE
PLANCHER TERRASSE**

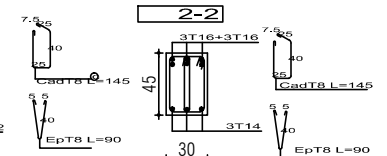
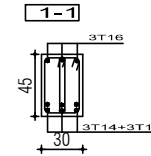
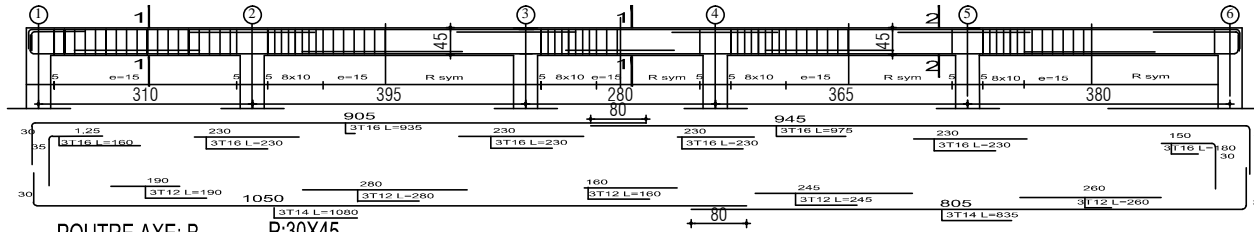
«*USOP*»

ECHELLE:

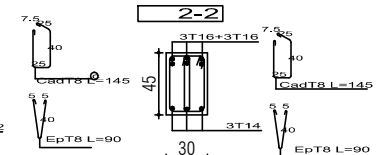
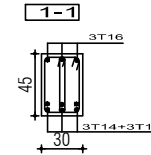
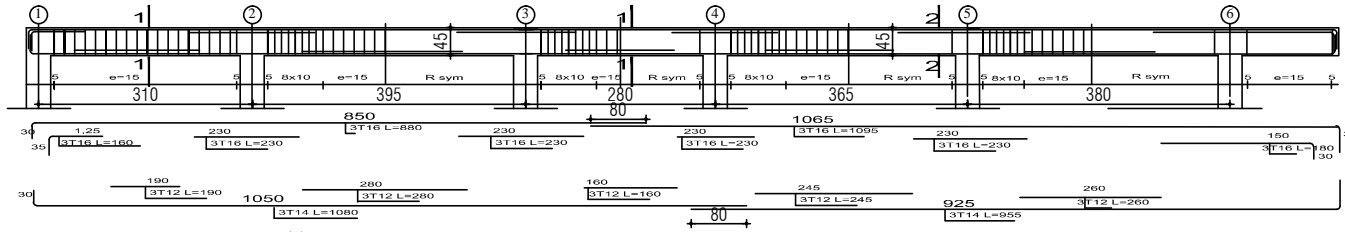
poutres principales

* COFF/FERR POUTRE PRINCIPALES NIV S-S,RDC,1,...,7 ETAGES*

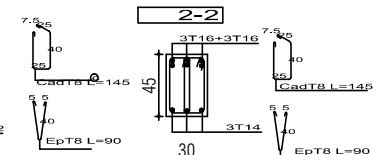
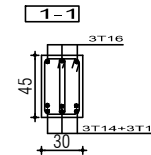
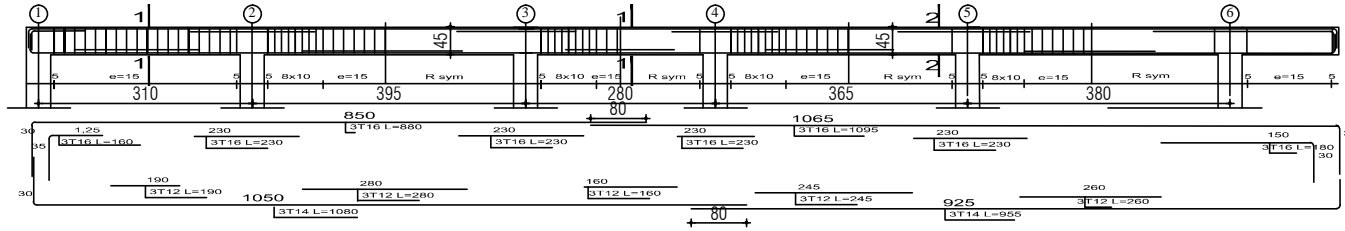
POUTRE AXE: A P:30X45



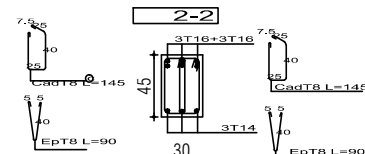
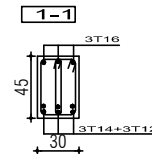
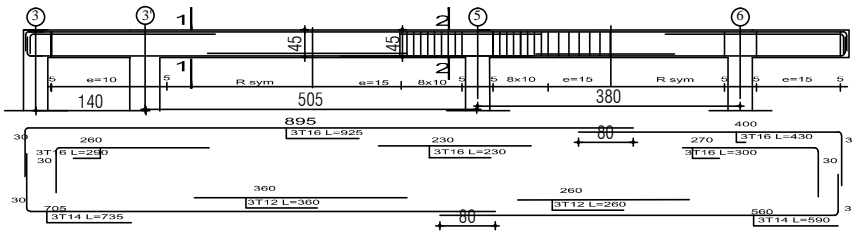
POUTRE AXE: B P:30X45



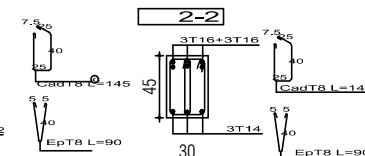
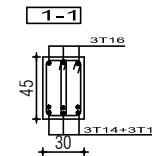
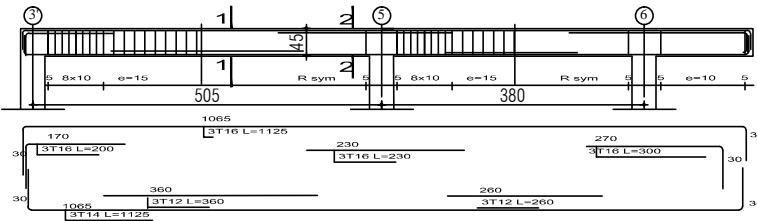
POUTRE AXE: c P:30X45



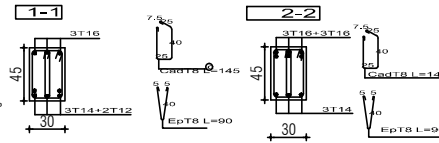
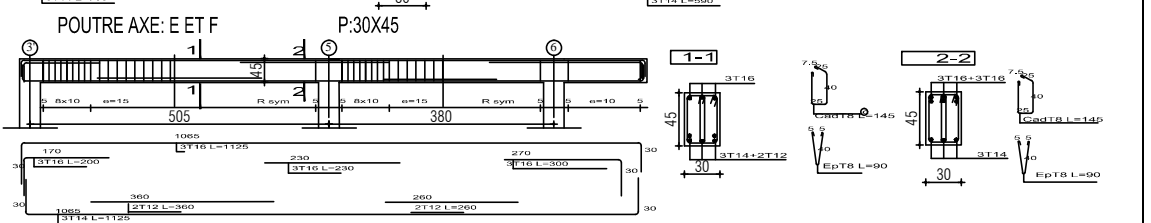
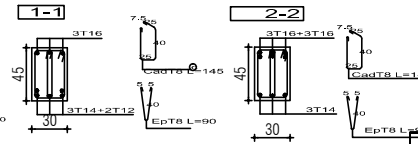
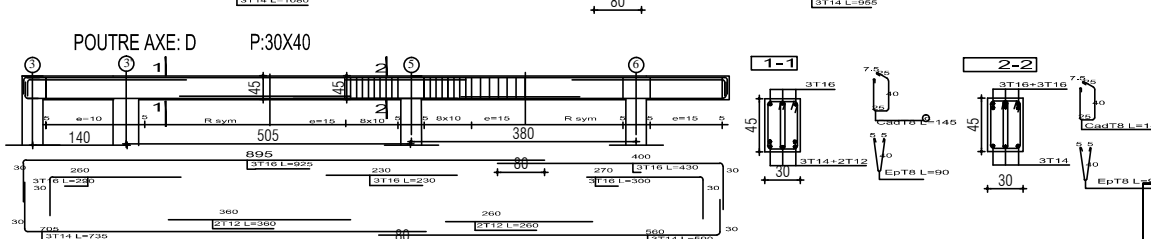
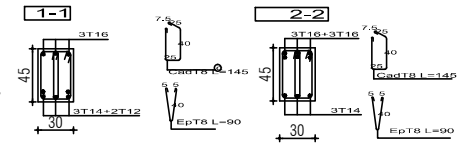
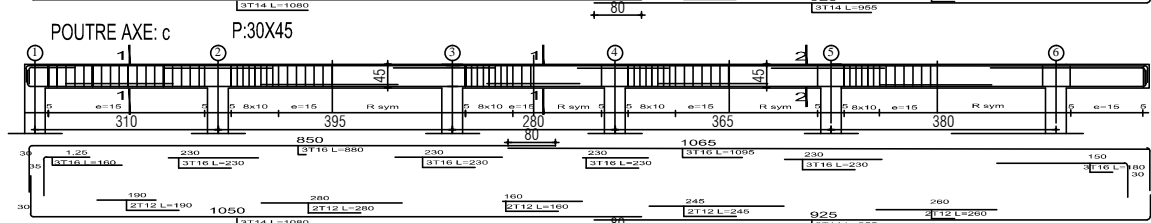
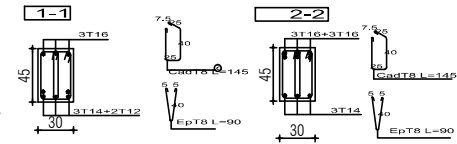
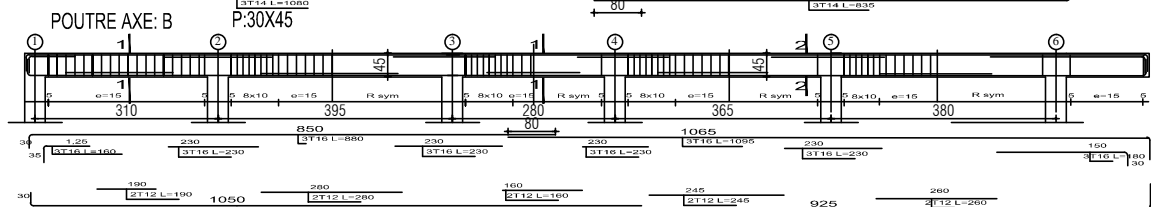
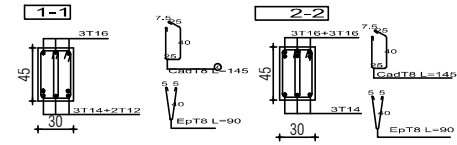
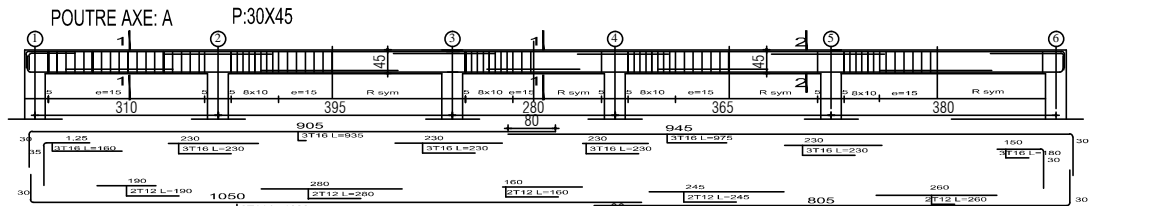
POUTRE AXE: D P:30X40



POUTRE AXE: E ET F P:30X45



*** COFF/FERR POUTRE PRINCIPALES NIV 8 ETAGE AU 10 ETAGES***



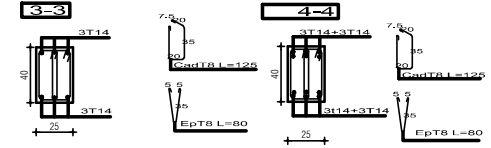
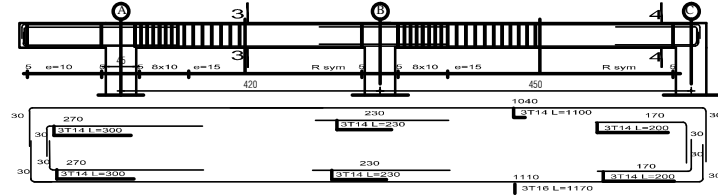
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr HETTAL HACENE Mr GOUMEZIEN HAMOU Mr CHAOUADI MERZOUK	TITRE: COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES
DIRIGE PAR : Mr KAHIL	
PROMOTION 2013-2014	УЏБ-ОП-06»
	ECHELLE:

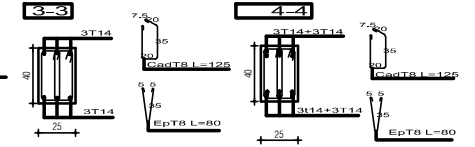
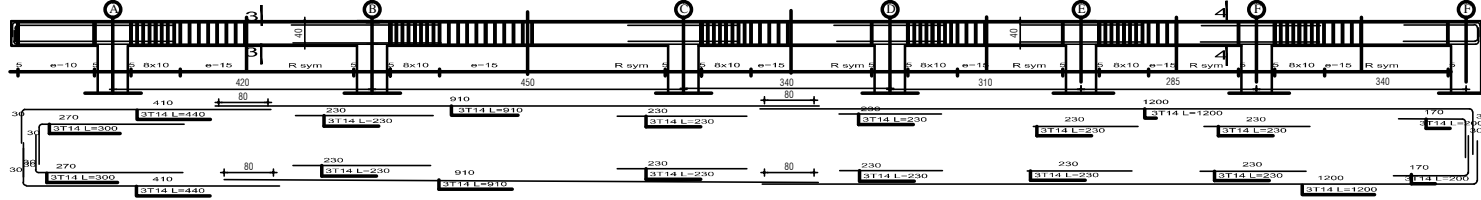
poutres SECONDAIRES

** COFF/FERR POSECONDAIRES NIV S-SOL,RDC,1,.....,7 ETAGES**

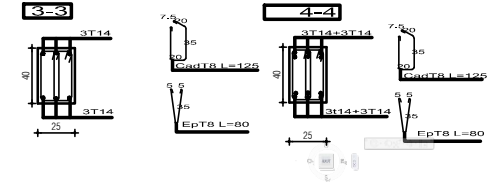
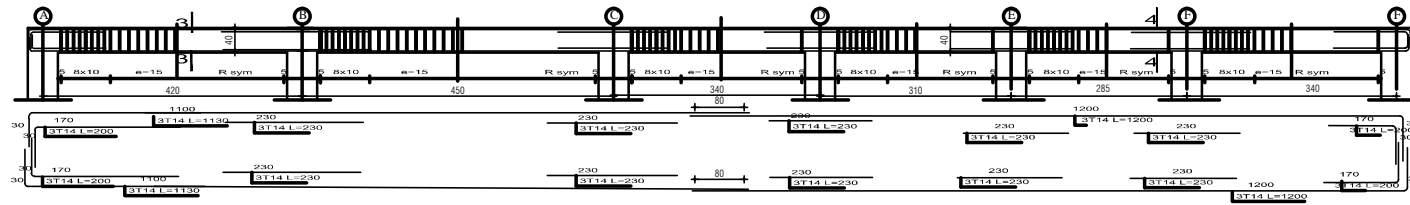
POUTRE AXE: 1,2,3 P:25X40



POUTRE AXE: 5 P:25X40



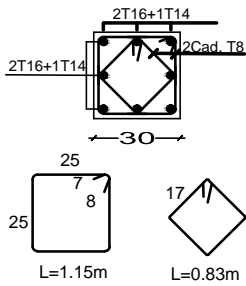
POUTRE AXE: 6 P:30X40



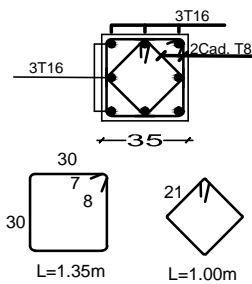
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr HETTAL HACENE Mr GOUMEZIEN HAMOU Mr CHAOUADI MERZOUK	TITRE : COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES
DIRIGE PAR : Mr KAHIL	
PROMOTION 2013-2014	USB-OP-06
	ECHELLE:

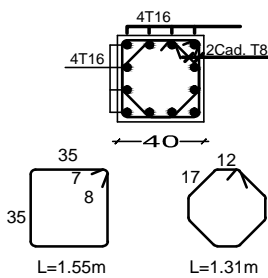
Coupe 4-4 POTEAU INTERMEDIAIRE



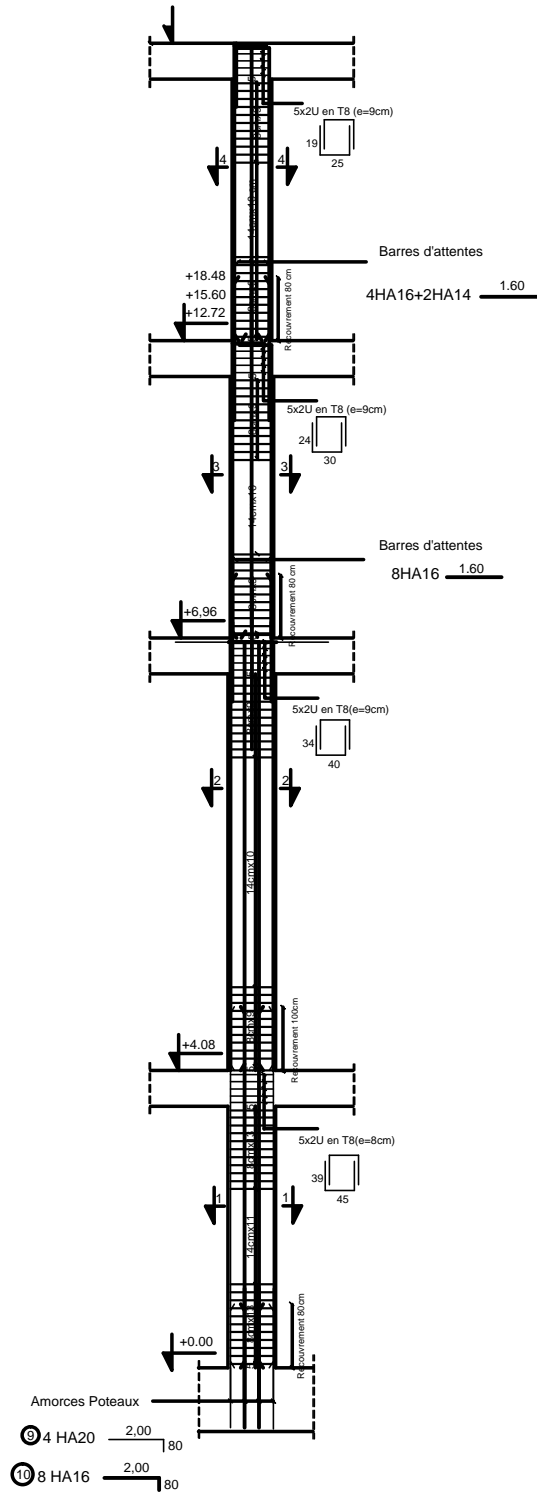
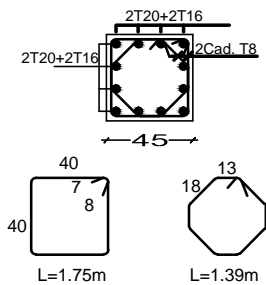
Coupe 3-3



Coupe 2-2



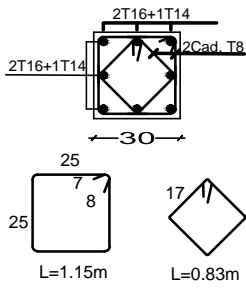
Coupe 1-1



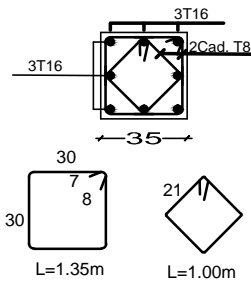
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr HETTAL HACENE Mr GOUMEZIEN HAMOU Mr CHAOUADI MERZOUK	TITRE: Ferrailage des poteaux par zone
DIRIGE PAR : Mr KAHIL	
PROMOTION 2013-2014	US&OPO&» ECHELLE:

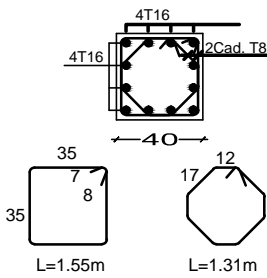
Coupe 4-4 POTEAU DE RIVE



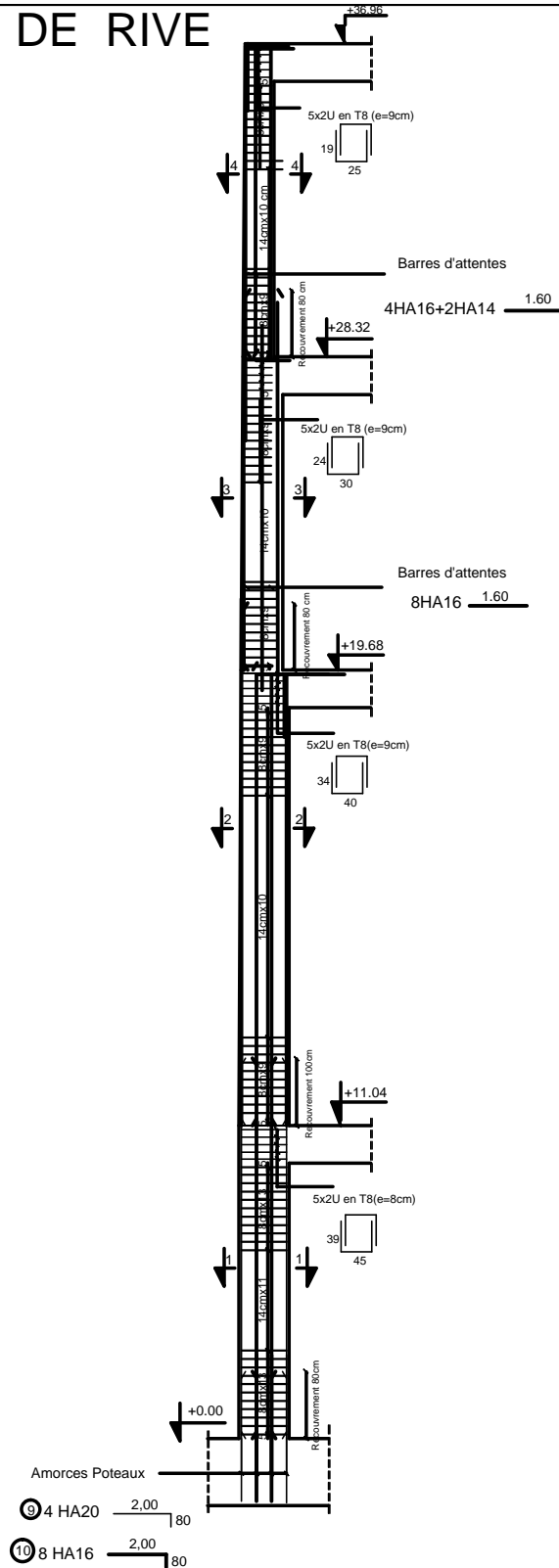
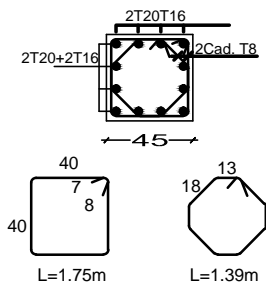
Coupe 3-3



Coupe 2-2



Coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mr HETTAL HACENE
Mr GOUMEZIEN HAMOU
Mr CHAOUADI MERZOUK

TITRE:

Ferrailage des poteaux
par zone

DIRIGE PAR :
Mr KAHIL

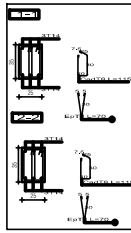
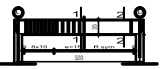
PROMOTION 2013-2014

УСБ-ОП-0*

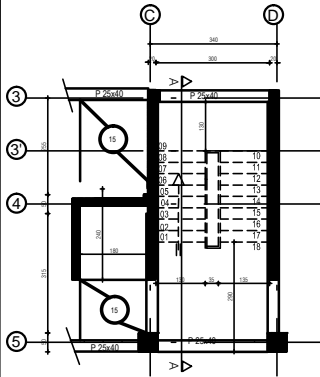
ECHELLE:



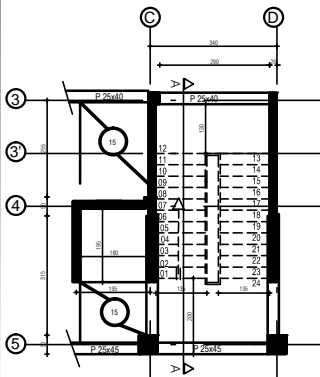
POUTRE PALIERE P.25X35



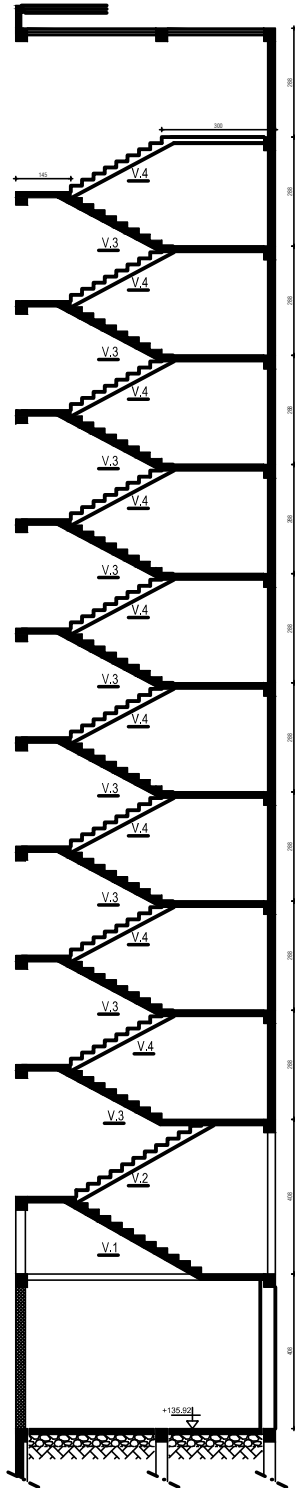
NIVEAU ETAGE COURANT



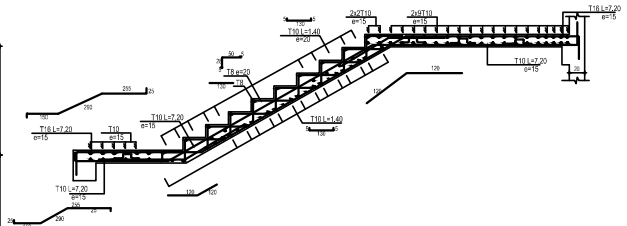
NIVEAU RDC



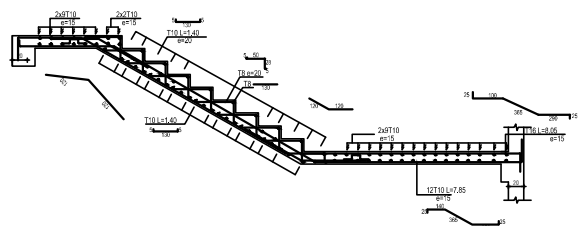
COUPE A-A



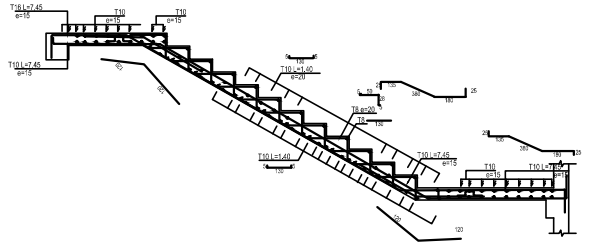
FERRAILLAGE VOLLEE V.4



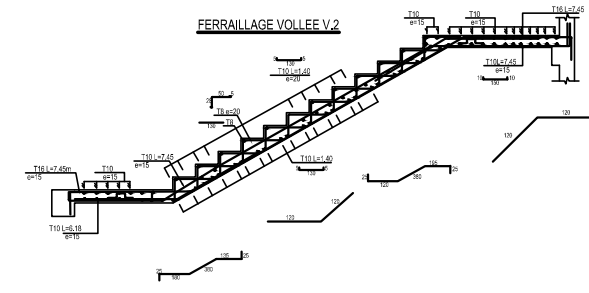
FERRAILLAGE VOLLEE V.3



FERRAILLAGE VOLLEE V.1



FERRAILLAGE VOLLEE V.2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 Mr HETTAL HACENE
 Mr GOUMEZIEN HAMOU
 Mr CHAOUADI MERZOUK

TITRE:
**COFFRAGE ET FERRAILLAGE
 des Escalier**

DIRIGE PAR :
 Mr KAHIL

PROMOTION 2013-2014

УСЛОВИЯ»

ECHELLE:



