

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**RAKI FOUAD
REDJDAL MOUNDHIR**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

Etude d'un bâtiment en (RDC+ 9 Etages + Sous Sol)

à usage multiple contreventé par des voiles porteurs

Avec plusieurs valeurs de l'amortissement

Devant le jury composé de :

-Mr :Bouamra.Y	UAMOB	Président
-Mr :Abdelhamid. A	UAMOB	Encadreur
-Mme :Rouabeh.A	UAMOB	Examinatrice
-Mr :Djouabi.H	UAMOB	Examineur
-Mr :Adjrad.M	UAMOB	Co-Encadreur

Année Universitaire 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

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

Tous d'abord, on doit remercier Allah tout clément et tout puissant, pour nous avoir accordé la patience pour mettre En œuvre cet humble travail.

Nous remercions particulièrement nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

je voudrai exprimer mes remerciements les plus sincères à mon promoteur le Docteur ABDELHAMID. A, de m'avoir guider pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il m'a apporté. Avec lui j'ai eu le plaisir de travailler dans des bonnes conditions et les plus optimales .

Nos remerciements vont aussi aux personnalités du Scp Techno-bat(Mr. ADJRAD MAHMOUD) de nous avoir guider pour la réalisation de cette étude, par leurs conseils et leurs encouragements.

Nous remercions tous les enseignants du département génie civil et le personnel administratif de l'UAMOB .

Nous n'oublions pas de remercier nos collègues (BPUCHOUKA.R - MAKHFI.R- HADIDI.H - ELADJABI.M) pour leur aide, et leur présence la plus dévouée.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail .

Raki Fouad.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail:

- *A mon père pour assistance et encouragement.*
- *A ma mère qui ma soutenue toute ma vie.*
- *A mon frère : OUSSAMA .*

Ainsi que tous mes amis et proches.

MOKRAOUI FEDHMA

REDJDAL MOUNDHIR

HADIDI ABD ELHAMID

BOUCHOUKA RACHID

OULD AMROUCH MASSINISSA

OUABED DJABER

DADI HALIM

Fouad

Dédicace

*Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont
toujours encouragé et soutenu dans mes études
jusqu'à la fin de ma formation.*

A ma famille.

A mes frères et sœurs.

Ainsi que tous mes amis et proches.

A toute la promotion 2018.

*AICHE HCEN
LADJADJ ALI
OUBED DJABER
ALLALI BILAL*

Redjdzlz Moundhir

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي

09+ طوابق + طابق سفلي , يتم انجازها بولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (**ETABS v9.7**).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99**) .

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي متطور **Socotec** .

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع, نوع الأساس المختار عبارة عن لبشة مضلعة.

الكلمات المفتاحية : بناية ذات طابع سكني,العارضات,الأعمدة,الجدران, **RPA**, **ETABS**, **Socotec**,

BAEL91,99

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 9 étages + 1 sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Tipaza, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte portiques/voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS v9.7).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet, Le type de fondation choisi est un radier nervuré.

Mots-clés: immeuble résidentiel, poutres, colonnes, murs, RPA, ETABS, Socotec, BAEL 91,99

Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 9 stages + 1 underground which will be established in the wilaya of Tipaza, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by a mixed bracing system frame/shear walls.

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project, The type of foundation chosen is a ribbed raft.

Keywords: residential building, beams, columns, walls, RPA, ETABS, Socotec, BAEL 91,99

Table des matières

REMERCIEMENTS.....	I
RESUME	II
ABSTRACT.....	III
ملخص.....	IV
SOMMAIRE.....	V
LISTE DES TABLEAUX	XII
LISTE DES FIGURES.....	XVIII
INTRODUCTION GENERALE	1

Partie: 01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction.....	2
I.2.Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1.Caractéristiques Géométriques	2
I.2.2.Ossature	4
I.2.3.Données sismique de la structure	4
I.3.Les éléments de l'ouvrage	5
I.4.Présentation de la méthode de calcul aux états limites	6
I.5. Les actions	7
I.6.Actions et sollicitations.....	8
I.6.1.Actions permanentes (G).....	7
I.6.2.Actions variables (Qi).....	8
I.6.3.Actions accidentelles (FA).....	8
I.7. Les combinaisons d'action	8
I.8.Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	9

I.8.1.Béton	9
I.8.2.Acier	13
I.9.HYPOTHESES DE CALCUL.....	16

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1.Introduction	17
II.2.Pré-dimensionnement des planchers	17
II.2.1.Plancher corps creux.....	17
II.2.2.Plancher dalle pleine S.Sols	18
II.3.Evaluation des charges et des surcharges.....	19
II.3.1.Plancher de corps creux.....	19
II.3.2.Plancher Terrasse Inaccessible.....	20
II.3.3.Plancher étage courant	21
II.3.4.Balcon.....	22
II.3.5.Acrotère	22
II.3.6.Les escaliers	23
II.3.7.Les murs extérieurs.....	26
II.4.Pré-dimensionnement des poutres.....	27
II.5.Dimensionnement des poutrelles	32
II.6. Les poteaux.....	32
II.6.1.Principe	32
II.6.2.Etapes de prés-dimensionnement (calcul).....	32
II.7. Les voiles	41
II.8. Pré dimensionnement Des escaliers	42
II.8.1.Définition.....	42
II.8.2.Calcul de l'escalier	43
II.9.Vérification de la flèche du balcon	48
II.9.1-Calcul de flèche :	48

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

<i>III.1. ACROTÈRE.....</i>	<i>51</i>
<i>III.2. Les Planchers.....</i>	<i>58</i>
<i>III.2.1. Pré-Dimensionnement des poutrelles.....</i>	<i>58</i>
<i>III.2.2. Calcul des poutrelles.....</i>	<i>58</i>
<i>III.2.3. Calcul de ferrailage.....</i>	<i>83</i>
<i>III.3. Les Balcons.....</i>	<i>93</i>
<i>III.3.1. Evaluation des charges.....</i>	<i>93</i>
<i>III.3.2. Combinaison de charge.....</i>	<i>94</i>
<i>III.3.3. -Solicitation de calcul.....</i>	<i>94</i>
<i>III.3.4. Calcul du ferrailage.....</i>	<i>94</i>
<i>III. 3.4.1. Armatures longitudinales.....</i>	<i>95</i>
<i>III.3.4.2. Armatures de répartition.....</i>	<i>96</i>
<i>III.3.5. Les vérifications.....</i>	<i>96</i>
<i>III.3.5.1. Vérification à ELU.....</i>	<i>96</i>
<i>III.3.5.2. Vérification à ELS.....</i>	<i>98</i>
<i>III.4. Les escaliers.....</i>	<i>101</i>
<i>III.4.1. Evaluation des charges.....</i>	<i>101</i>
<i>III.4.2. 1^{ère} type d'escalier (Escaliers du Sous-sol et RDC).....</i>	<i>101</i>
<i>III.4.2.2^{ème} type d'escalier (Escaliers des étages courants).....</i>	<i>108</i>
<i>III.5. Poutre Palière.....</i>	<i>113</i>
<i>III.5.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière.....</i>	<i>113</i>
<i>III.5.2. Evaluation des charges.....</i>	<i>114</i>
<i>III.5.3. Evaluation des moments.....</i>	<i>114</i>
<i>III.5.4. Ferrailage.....</i>	<i>116</i>
<i>III.5.5. Vérifications.....</i>	<i>117</i>
<i>III.6. Etude de la salle des machines.....</i>	<i>123</i>

III.6.1. Définition.....	123
III.6.2. Dimensionnement de la dalle	124
III.6.3. Calcul des sollicitations	124
III.6.4. Principe de calcul.....	125
III.6.5. Diagrammes des moments.....	129
III.6.6. Calcul des armatures en flexion simple	130
III.6.7. Vérifications à l'ELU	130
III.6.8. Vérifications à l'ELS :(La fissuration est peu nuisible)	132

Chapitre IV : Etude dynamique & sismique

IV.1) Etude dynamique.....	133
IV.1.1) Introduction	133
IV.1.2) Objectif de l'étude dynamique	133
IV.1.3) Modélisation mathématique	133
IV.1.4) modélisation de la structure étudiée	133
IV.2) Etude sismique de bâtiment.....	136
IV.2.1) Introduction.....	136
IV.2.2) Méthode dynamique modale spectrale.....	136
IV.2.3) Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)	138
IV.2.4) Choix de la disposition des voiles	143

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Introduction	164
V.2.Ferrailages des poteaux	164
V.2.1.Introduction	164
V.2.2.Combinaisons d'actions	165
V.2.3.Calcul le ferrailage longitudinale	167
V.2.4.Calcul le ferrailage transversale: (RPA 99 7.4.2.2).....	175
V.2.5.Vérification des poteaux à l'ELU.....	177
V.2.6.Vérification des poteaux à l'ELS.....	178

V.2.7.Vérification au flambement.....	179
V.2.8.Vérification de l'effort normal ultime	180
V.3.Ferraillages des poutres	182
V.3.1.Introduction	182
V.3.2.Combinaisons d'actions	182
V.3.3. Recommandations du RPA99 version 2003.....	182
V.3.4.Exemple de calcul	184
V.4.Ferraillages des voiles.....	191
V.4.1.Introduction	191
V.4.2. Recommandations du RPA99/2003	191
V.4.3. Combinaisons de calcul.....	193
V.4.4.Calcul du ferraillage des voiles	194
V.4.4.1.Présentation de la méthode de calcul.....	194
V.4.4.2.Exemple de calcul	195

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Etude des fondations.....	206
VI.1.1.Introduction	206
VI.1.3.Choix des fondations	207
VI.1.4.Pré-dimensionnement de la fondation.....	207
VI.1.5.Radier générale	208
VI.1.5.1.Introduction	208
VI.1.5.2.Pré-dimensionnement du radier	209
VI.1.5.3.Calcul des sollicitations	213
VI.1.5.4. Caractéristiques géométriques du radier.....	214
VI.1.5.5.Vérification de la stabilité du radier	215
VI.1.5.6.Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA.....	216
VI.1.5.7.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier.....	217
VI.1.6.Ferraillage du radier nervurée	219
VI.1.6.1.Ferraillage de la dalle du radier.....	219

VI.1.6.2. Ferrailage des nervures	225
VI.1.6.3. Ferrailage des débords.....	232
VI.2. Voile périphérique	236
VI.2.1. Introduction	236
VI.2.2. Pré-dimensionnement	252
VI.2.3. Détermination des sollicitations.....	252
VI.2.4. Evaluation des charges.....	254
VI.2.5. Effort dans la dalle	256
VI.2.6. ferrillage de la dalle.....	256
VI.2.7. Les vérifications nécessaires	257
VI.2.8. Vérification à l'ELS	258

Partie: 02

Chapitre VII : Partie de recherche

VII.1. Introduction	244
VII.2. Définition l'amortissement critique.....	244
VII.3. Résultat de calcul pour les trois valeurs de l'amortissement critique 7% et 8.5% et 10%.....	246
VII.3.1. Etude sismique de bâtiment.....	246
VII.3.2. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	247
VII.4. Discussion	255
VII.5. Conclusion.....	256

LISTE DES FIGURES

Partie: 01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<i>Figure I.1 : Vue de bâtiment en plan.....</i>	<i>3</i>
<i>Figure I.2 : Vue de bâtiment en élévation</i>	<i>4</i>
<i>Figure I.3 : Plancher à dalle pleine</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.4 : Plancher à corps creux</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.5 : Plancher à pré-dalle</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....</i>	<i>12</i>
<i>Figure I.7 : Diagramme déformation-contrainte de béton à l'ELS.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure I.8 : Diagramme contraintes-déformations d'un acier.....</i>	<i>14</i>
<i>Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation montrant le comportement réel de l'acier..</i>	<i>15</i>

Chapitre II : Pré-dimensionnement

<i>Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure II.2: Dimension d'un plancher à corps creux.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure II.3: Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure II.4: Détail de plancher corps creux étage courant</i>	<i>21</i>
<i>Figure II.5: Acrotère terrasse inaccessible.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure II.6: Vue en plan et coupe de l'escalier du sous-Sol « type 1 »</i>	<i>24</i>
<i>Figure II.7 : Vue en plan et coupe des escaliers RDC « type 1 »</i>	<i>24</i>

<i>Figure II.8: Vue en plan et coupe des escaliers reste des niveaux « type 2 »</i>	26
<i>Figure II.9 :Coupe de Mur de double cloison</i>	26
<i>Figure II.10: La charge uniformément répartie d'une poutre isostatique.</i>	29
<i>Figure II.11: La coupe de la poutre principaleprincipale.</i>	29
<i>Figure II.12: La coupe de la poutre secondairesecondaire.</i>	31
<i>Figure II.13: Dimension de la poutrelle.</i>	32
<i>Figure II.14: Section réduite du poteau</i>	35
<i>Figure II.15: Schéma indique le poteau central le plus sollicité.</i>	37
<i>Figure II.16: Coupe de voile en élévation</i>	41
<i>Figure II.17: Coupe du voile en plan.</i>	41
<i>Figure II.18:Schéma d'escalier.</i>	42
<i>Figure II.19 : schéma de giron et hauteur de la marche.</i>	46
<i>Figure II.20 : schéma de la flèche dans un balcon.</i>	48
<i>Figure II.21 : schéma de la flèche pour un balcon étage courant.</i>	49

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

<i>Figure III.1: Acrotère terrasse inaccessible</i>	51
<i>Figure III.2: Diagramme des efforts à ELS</i>	51
<i>Figure III.3:Section de calcul d'acrotère</i>	53
<i>Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère</i>	57
<i>Figure III.5:Schéma de mise en œuvre de plancher</i>	58
<i>Figure III.6: Schéma isostatique de la poutrelle</i>	59
<i>Figure III.7: Dimension de la poutrelle</i>	60
<i>Figure III.8: 1^{ère} type des poutres continues</i>	62
<i>Figure III.9: Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU</i>	68
<i>Figure III.10 : Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS</i>	74
<i>Figure III.11: 2^{ème} type des poutres continues</i>	75

Figure III.12: Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU.....	78
Figure III.13: Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS.....	82
Figure III.14: L' ancrage des barres	88
Figure III.15: Schéma de ferrailage	92
Figure III.16: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	93
Figure III.17: Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuix et en travée).....	93
Figure III.18 : Schéma statique d'un balcon	94
Figure III.19 : Schéma de ferrailage du balcon	100
Figure III.20 : Charge revenant à l'escalier du RDC et Sous-Sol.....	103
Figure III.21 : Section droite sur la paillasse.....	103
Figure III.22 : Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant revenant à l'escalier du RDC et Sous-Sol.....	104
Figure III.23: Charge revenant à l'escalier des étages courants.....	108
Figure III.24: Section droite sur la paillasse.....	109
Figure III.25: Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant revenant à l'escalier des étages courants	109
Figure III.26: Section de la poutre palière	114
Figure III.27 : Charge revenant à la poutre palière.....	115
Figure III.28: Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant revenant à la poutre palière du RDC et Sous-Sol	115
Figure III.29: Ferrailage de la poutre palière	120
Figure III.30: Ferrailage de la volée 1 de l'escalier du Sous-Sol et RDC « type 1 »	121
Figure III.31: Ferrailage de la volée 2 de l'escalier du Sous-Sol et RDC « type 1 ».....	121
Figure III.32: Ferrailage de la volée 3 de l'escalier des étages « type 2 ».....	122
Figure III.33: Ferrailage de la volée 4 de l'escalier des étages « type 2 ».....	122
Figure III.34. Schéma d'ascenseur.	123
Figure III.35. Répartition de la charge localisée sur la dalle.	123
Figure.III.36: Diagrammes des moments à L'ELU.	129

<i>Figure.III.37: Diagrammes des moments à L'ELS.....</i>	<i>129</i>
<i>Figure III.38:schéma de ferrailage de la dalle.....</i>	<i>132</i>

Chapitre IV : Etude dynamique & sismique

<i>Figure IV.1 : schéma de la structure en 3D.....</i>	<i>135</i>
<i>Figure IV.2 : La disposition des voiles (vue en plan) s sol.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure IV.3 : La disposition des voiles (vue en plan) rdc et etage courant.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure IV.4 : Premier mode de Translation X-X.....</i>	<i>146</i>
<i>Figure IV.5 : Deuxième mode de Translation Y-Y.....</i>	<i>147</i>
<i>Figure IV.6 : Troisième mode de Rotation Z.....</i>	<i>147</i>
<i>Figure IV.7 :Spectre de réponse.....</i>	<i>152</i>
<i>Figure IV.8 :Le moment de renversement.....</i>	<i>159</i>

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

<i>Figure V.1: Effort des poteaux.....</i>	<i>165</i>
<i>Figure. V.2 : Ferrailage des poteaux.....</i>	<i>181</i>
<i>Figure. V.3 : Ferrailage des poutres.....</i>	<i>190</i>
<i>Figure. V.4 :Effortexternedes voiles.....</i>	<i>294</i>
<i>Figure V.5 : Contrainte des voiles.....</i>	<i>194</i>
<i>Figure. V.6 : Ferrailage des voiles-zone1 tupe1.xx-xx.....</i>	<i>205</i>
<i>Figure. V.7: Ferrailage des voiles-zone1 tupe2.xx-xx.....</i>	<i>205</i>
<i>Figure. V.8 : Ferrailage des voiles-zone1 tupe3.xx-xx.....</i>	<i>205</i>
<i>Figure. V.9 : Ferrailage des voiles-zone1 tupe1.yy-yy.....</i>	<i>205</i>
<i>Figure. V.10 : Ferrailage des voiles-zone1 tupe2.yy-yy.....</i>	<i>205</i>

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<i>Figure VI.1 :Disposition des nervures.....</i>	<i>212</i>
---	------------

Figure VI.2 : Dimension de radier nervurée.....	212
Figure VI.3 : Schéma statique du bâtiment.....	215
Figure VI.4 : Contraintes sous le radier.....	217
Figure VI.5 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	220
Figure VI.6: Schéma statique du panneau le plus sollicité.....	225
Figure VI.7 : Diagramme des moments.....	232
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	234
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	235
Figure VI.10 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	239
Figure VI.11 : Ferrailage du voile périphérique.....	243

Partie: 02

Chapitre VII : Partie de recherche

Figure VII.1: L'évolution de l'oscillation dans le temps.....	244
Figure VII.2 : l'influence de changement de taux d'amortissement sur oscillation de structure.....	245
Figure VII.3 : spectre de réponse.....	248

LISTE DES TABLEAUX

Partie: 01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<i>Tableau I.1: Propriétés mécaniques de l'acier.....</i>	<i>14</i>
---	-----------

Chapitre II : Pré-dimensionnement

<i>Tableau II.1: La charge permanent de la dalle pleine Sous-sols.....</i>	<i>19</i>
--	-----------

<i>Tableau II.2: La charge permanent de terrasse inaccessible</i>	<i>20</i>
---	-----------

<i>Tableau II.3 : La charge permanent de plancher étage courant</i>	<i>21</i>
---	-----------

<i>Tableau II.4 : Les charges exploitations de plancher étage courant</i>	<i>21</i>
---	-----------

<i>Tableau II.5: La charge permanent d'un balcon</i>	<i>22</i>
--	-----------

<i>Tableau II.6: La charge permanent d'un Acrotère</i>	<i>22</i>
--	-----------

<i>Tableau II.7: La charge permanent de la paillasse RDC.</i>	<i>23</i>
--	-----------

<i>Tableau II.8: La charge permanent du palier RDC.....</i>	<i>23</i>
---	-----------

<i>Tableau II.9: La charge permanent de la paillasse_ étage ccourant.</i>	<i>25</i>
--	-----------

<i>Tableau II.10: La charge permanent du palier étage courant.....</i>	<i>25</i>
--	-----------

<i>Tableau II.11: La charge permanent du murs extérieurs</i>	<i>26</i>
--	-----------

<i>Tableau II.12: La charge totale de la poutre</i>	<i>28</i>
---	-----------

<i>Tableau II.13: Vérification de la flèche pour les poutres principales.</i>	<i>30</i>
--	-----------

<i>Tableau II.14: Dimension des poutres secondaires.</i>	<i>31</i>
---	-----------

<i>Tableau II.15: Dégression des surcharges.....</i>	<i>34</i>
--	-----------

<i>Tableau II.16: Choix des sections des poteaux centraux rectangulaire</i>	<i>38</i>
---	-----------

<i>Tableau II.17: Choix final des sections des poteaux.....</i>	<i>39</i>
---	-----------

<i>Tableau II.18: Vérification du poteau au flambement.</i>	40
---	----

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

<i>Tableau III.1: Les sollicitations dues à l'acrotère</i>	53
<i>Tableau III.2: Calcul de sollicitation. de poutrelle</i>	59
<i>Tableau III.3: Evaluation des charges et surcharges des planchers.</i>	60
<i>Tableau III.4 :Des sollicitations a ELU</i>	67
<i>Tableau III.5:Des sollicitations a ELS</i>	77
<i>Tableau III.6:Des sollicitations a ELU</i>	56
<i>Tableau III.7:Des sollicitations a ELS</i>	81
<i>Tableau III.8: Les armatures longitudinales choisie(en travée)</i>	84
<i>Tableau III.9 : Les armatures longitudinales choisie (aux appuis)</i>	85
<i>Tableau III.10 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton</i>	89
<i>Tableau III.11 : Résultats de calcul de la flèche</i>	91
<i>Tableau III.12 : Tableau récapitulatif du ferrailage du balcon à l'ELU</i>	99
<i>Tableau III.13 : Tableau récapitulatif du ferrailage du balcon à l'ELS</i>	99
<i>Tableau III.14 : Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliersRDC et Sous-sol</i>	106
<i>Tableau III.15 : Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers étage courant</i>	111
<i>Tableau III.16 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la poutre palière du RDC et S-sol</i>	117
<i>Tableau III.17 : Moments à l' ELU</i>	127
<i>Tableau III.18 : Moments à l' ELS</i>	128
<i>Tableau III.19 : Ferrailage a l'ELU</i>	130
<i>Tableau III.20 : vérification à l'ELS selon X-X et Y-Y</i>	132

Chapitre IV : Etude dynamique & sismique

<i>Tableau IV.1: classification de l'ouvrage selon leur configuration</i>	141
<i>Tableau IV.2: Facteur de qualité Q</i>	142
<i>Tableau IV.3 : resultat selon $\zeta=7\%$</i>	142

<i>Tableau IV.4: Centre de masse et inertie des niveaux.</i>	145
<i>Tableau IV.5 : périodes, modes et facteurs de participation massique</i>	146
<i>Tableau IV.6: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). $\xi=7\%$</i>	148
<i>Tableau IV.7: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal). $\xi=7\%$</i>	149
<i>Tableau IV.8 : Combinaisons des réponses modales</i>	150
<i>Tableau IV.9: Vérification Résultante des forces sismiques $\xi=7\%$</i>	150
<i>Tableau IV.10: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques</i>	151
<i>Tableau IV.11: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques</i>	151
<i>Tableau IV.12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx $\xi=7\%$</i>	153
<i>Tableau IV.13: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy $\xi=7\%$</i>	154
<i>Tableau IV.14: Le déplacement inter-étage dans le sens xx</i>	155
<i>Tableau IV.15: Le déplacement inter-étage dans le sens yy</i>	156
<i>Tableau IV.16: Vérification de l'effet P-Delta sens xx $\xi=7\%$</i>	157
<i>Tableau IV.17: Vérification de l'effet P-Delta sens yy $\xi=7\%$</i>	158
<i>Tableau IV.18: Calcul le moment de renversement sens xx $\xi=7\%$</i>	160
<i>Tableau IV.19: Calcul le moment de renversement sens yy $\xi=7\%$</i>	161
<i>Tableau IV.20: Centre de gravité et de torsion</i>	162
<i>Tableau IV.21 : Vérification de renversement. $\xi=7\%$</i>	162
<i>Tableau IV.22: Vérification de l'effort normal réduit</i>	163

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

<i>Tableau V.1: Valeur des paramètres de calcul das les déférentes situations</i>	181
<i>Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux à sollicitation durable</i>	182
<i>Tableau V.3: Sollicitations dans les poteaux à sollicitation accidentelle</i>	183

Tableau V.4:Armatures maximales et minimales pour chaque zone.....	184
Tableau V.5:Ferraillage des poteaux sous combinaisons durables.....	190
Tableau V.6:Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	193
Tableau V.7:Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU	194
Tableau V.8:Tableau récapitulatifde vérification des poteaux à l'ELS	195
Tableau V.9:Vérification de l'effort normal ultime.....	197
Tableau V.10 : Valeur des paramètres de calcul dans les déférentes situations	198
Tableau V.11 :Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS	199
Tableau V.12 :Armatures longitudinales des poutres	201
Tableau V.13 :Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU.....	204
Tableau V.14 :Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU.....	204
Tableau V.15 :Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS.....	205
Tableau V.16 :Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS.....	205
Tableau VI.17 : Ferrailage verticale du voile type 1 selon xx.....	214
Tableau VI.18 : Choix des barres du voile type 1 selon xx.....	214
Tableau VI.19 : Ferrailage verticale du voile type 2 selon xx.....	215
Tableau VI.20 : Choix des barres du voile type 2 selon xx.....	215
Tableau VI.21 : Ferrailage verticale du voile type 3 selon xx.....	216
Tableau VI.22 : Choix des barres du voile type 3 selon xx	216
Tableau VI.23 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement selon xx.	217
Tableau VI.24: Ferrailage verticale du voile type 1 selon yy.....	218
Tableau VI.25 : Choix des barres du voile type 1 selon yy.....	218
Tableau VI.26: Ferrailage verticale du voile type 2 selon yy.....	219
Tableau VI.27 : Choix des barres du voile type 2 selon yy	219
Tableau VI.28: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement selon yy	220

CHPITER VI : Etude de l'infrastructure

<i>Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier</i>	233
<i>Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....</i>	234
<i>Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.....</i>	238
<i>Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier</i>	238
<i>Tableau VI.5 : Vérification des contraintes des panneaux de radier.....</i>	240
<i>Tableau VI.6 : Redimensionnement des armatures.....</i>	240
<i>Tableau VI.7 : Vérification des contraintes</i>	240
<i>Tableau VI.8 :Evaluation de la charge</i>	241
<i>Tableau VI.9: Détermination des moments selon les nervures les plus défavorables.y.y.....</i>	242
<i>Tableau VI.10: Détermination des moments selon les nervures les plus défavorables.y.y... 242</i>	
<i>Tableau VI.11: Ferrailage des nervures les nervures les plus défavorables.y.y</i>	243
<i>Tableau VI.12 : Vérification des contraintes les nervures les plus défavorables.y.y.....</i>	243
<i>Tableau VI.13: Détermination des moments selon les nervures les plus défavorables.x.x... 244</i>	
<i>Tableau VI.14: Détermination des moments selon les nervures les plus défavorables.x.x... 245</i>	
<i>Tableau VI.15 : Ferrailage des nervures les nervures les plus défavorables.x.x</i>	245
<i>Tableau VI.16: Vérification des contraintes les nervures les plus défavorables.x.x.....</i>	246
<i>Tableau VI.17 : Ferrailage des débords</i>	248
<i>Tableau VI.18: Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....</i>	249
<i>Tableau VI.19: Ferrailage du voile périphérique.....</i>	257
<i>Tableau VI.20 : Vérification des contraintes à l'ELS de voile périphérique.</i>	259

Partie: 02

Chapitre VII : Partie de recherche

<i>Tableau VII.1 : Exemple du taux d'amortissement en fonction des matériaux</i>	245
<i>Tableau VII.2 : valeur de ζ selon RPA</i>	245

Tableau VII.3 : Facteur de correction d'amortissement η	246
Tableau VII.4 : Données dynamiques avec $\xi=7\%$	246
Tableau VII.5 : Données dynamiques avec $\xi=8.5\%$	246
Tableau VII.6 : Données dynamiques avec $\xi=10\%$	246
Tableau VII.7 : les forces sismiques	247
Tableau VII.8 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). $\xi=7\%$	247
Tableau VII.9: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). $\xi=8.5\%$	247
Tableau VII.10: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). $\xi=10\%$	247
Tableau VII.11: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal). $\xi=7\%$	247
Tableau VII.12 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal). $\xi=8.5\%$	247
Tableau VII.13: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal). $\xi=10\%$	247
Tableau VII.14: les forces dynamiques	248
Tableau VII.15 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx $\xi=7\%$	249
Tableau VII.16: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx $\xi=8.5\%$	250
Tableau VII.17 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx $\xi=10\%$	251
Tableau VII.18: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy $\xi=7\%$	252
Tableau VII.19: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy.	253
Tableau VII.20 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx $\xi=10\%$.	254
Tableau VII.21 : Resultats des calcules.	255

LISTE DES SYMBOLES

- ✓ $\bar{\sigma}$: La contrainte admissible du sol.
- ✓ G : Charge permanentes.
- ✓ Q : Charge d'exploitation.
- ✓ E : Charge accidentelles.
- ✓ $E.L.U$: Etat limite ultime.
- ✓ $E.L.S$: Etat limite service.
- ✓ f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- ✓ f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- ✓ F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- ✓ E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- ✓ E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- ✓ E : Module d'élasticité de l'acier.
- ✓ ν : Coefficient de poisson.
- ✓ f_{bu} : Contrainte de béton a 28 jours
- ✓ $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- ✓ σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- ✓ σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- ✓ γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- ✓ τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- ✓ τ : Contrainte tangentielle.
- ✓ $\bar{\tau}_u$: contrainte admissible de cisaillement
- ✓ b_0 : largeur de nerver
- ✓ F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- ✓ ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier
- ✓ E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- ✓ η : Coefficient de fissuration
- ✓ σ_r : Résistance à la rupture..

- ✓ ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- ✓ ε_r : Allongement à la rupture.
- ✓ σ_e : Limite d'élasticité.
- ✓ E_b : Module de déformation du béton.
- ✓ E_s : Module de déformation de l'acier.
- ✓ e : Epaisseur, Indice des vides
- ✓ f : Flèche.
- ✓ \bar{f} : Flèche admissible.
- ✓ D : Fiche d'ancrage.
- ✓ L : Longueur ou portée
- ✓ F : Force concentrée.
- ✓ q : charge uniformément répartie
- ✓ I_b : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion
- ✓ h_0 : hauteur de la table de compression.
- ✓ N_u : effort normal ultime (compression)
- ✓ α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ λ : Elancement.
- ✓ l_f : longueur de flambement
- ✓ i : rayon de giration
- ✓ I : Moment d'inertie.
- ✓ B : Aire d'une section de béton.
- ✓ A_s : section d'acier comprimée.
- ✓ A'_s : section d'acier tendu.
- ✓ Br : section réduite d'un poteau
- ✓ N_{ser} : effort normal à l'ELS
- ✓ σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.
- ✓ F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone
- ✓ C_p : Facteur de force horizontale
- ✓ W_p : Poids propre de l'acrotère
- ✓ M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- ✓ T_{ser} : Effort tranchant à l'état limite de service

- ✓ c et c' : Enrobage
- ✓ d : Hauteur utile.
- ✓ ψ_1 : Coefficient de seulement.
- ✓ M_f : moment fictif.
- ✓ ε_{bc} : Déformation de béton
- ✓ ε_{se} : Déformation de l'acier
- ✓ Z_b : Le bras de le vais
- ✓ A_{st} : Section d'armature.
- ✓ V_u : l'effort tranchant à l'ELU
- ✓ Y : Position de l'axe neutre.
- ✓ φ : Angle de frottement.
- ✓ μ_{bu} :Moment réduit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ M_a : Moment sur appuis.
- ✓ M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base
- ✓ ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- ✓ f_i :La flèche due aux charges instantanées.
- ✓ f_v :La flèche due aux charges différée «longues durée».
- ✓ I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- ✓ R_u : Réaction à l'ELU
- ✓ R_s : Réaction à l'ELS
- ✓ ω : Fréquence de vibration.
- ✓ M : Moment, Masse.
- ✓ T : Effort tranchant, Période.
- ✓ C_T : coefficient qui est fonction du système
- ✓ β : Coefficient de pondération.
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- ✓ D : facture d'amplification dynamique moyen.
- ✓ W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ ξ : Pourcentage d'amortissement critique

- ✓ δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique
- ✓ δ_k : Le déplacement relatif
- ✓ T_u : Effort tranchant ultime
- ✓ M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- ✓ M_r : moment de renversement.
- ✓ Θ : L'effet P-Delta
- ✓ Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"
- ✓ L_r : longueur de recouvrement
- ✓ N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture
- ✓ t : l'espacement des cadres
- ✓ ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinal
- ✓ A_{vj} : Armatures de coutures
- ✓ A_v : Armatures verticale
- ✓ A_H : Armatures horizontales
- ✓ σ_{sol} : Contrainte admissible du sol
- ✓ K : Coefficient de raideur de sol.
- ✓ u_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.
- ✓ X_G, Y_G : coordonné de centre de gravité
- ✓ σ_m : Contrainte moyenne.
- ✓ K_0 : Coefficient de poussée de terres au repos.
- ✓ γ : poids volumique

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs, Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a l'étude des fondations. On a terminé notre travail par une conclusion générale.

Dans la partie deux

la partie de recherche on a étudié l'Effet de la variation du choix du taux d'amortissement sur la réponse de la structure et sur le dimensionnement.

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction:

I.2.Présentation de l'ouvrage:

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+9+1SS**) à usage d'habitation avec le réez de chaussée a usage commercial. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de **TIPAZA** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99version2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton arme **CBA 93, BAEL 91** et aux règles parasismiques **RPA 99 version2003**

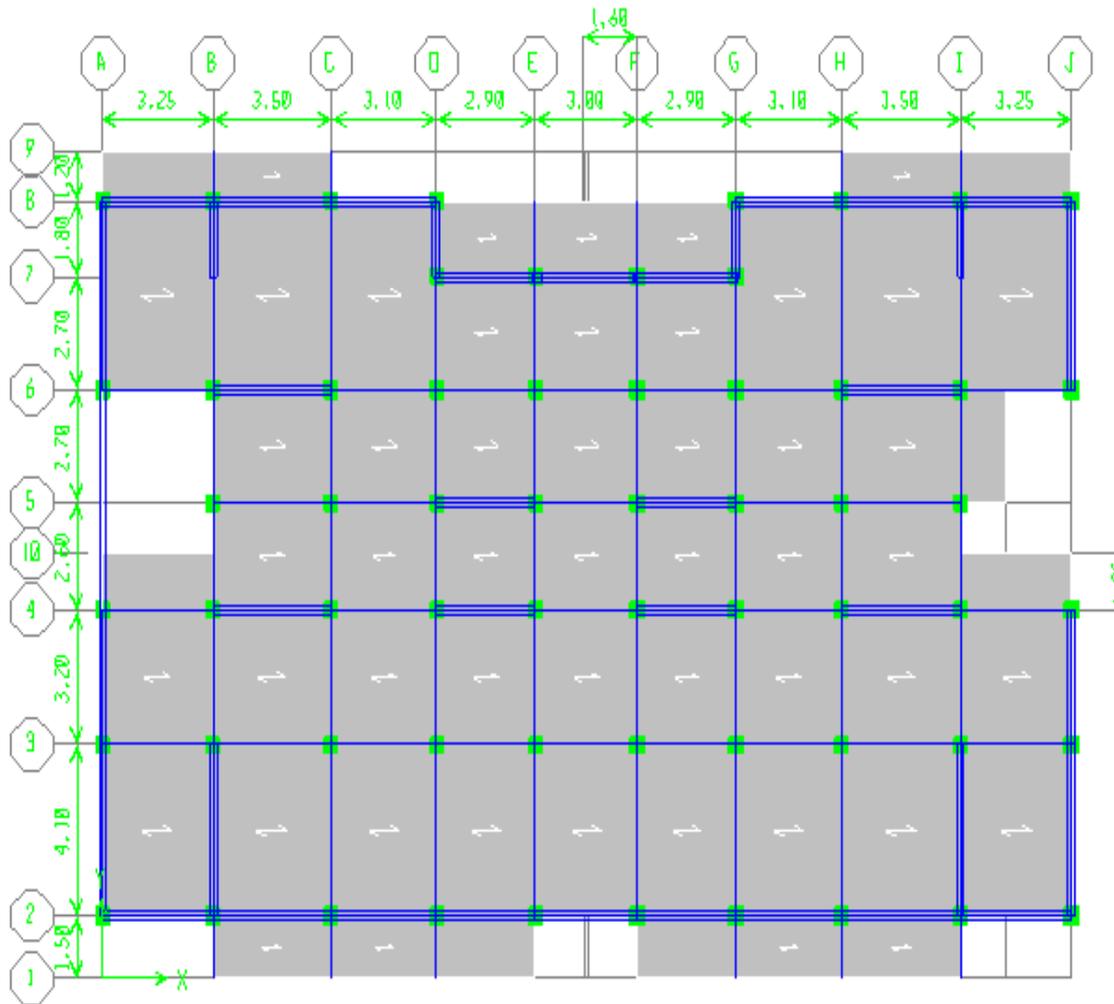
I.2.1.Caractéristiques Géométriques:

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment (avec sous sol).....34,00m
- Hauteur totale du bâtiment (sanssous sol)..... 30.94m
- Hauteur du sous sol.....3,06m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.40m
- Hauteur de l'étage courant3,06m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan28,80 m
- Largeur total en plan19 ,80m



PLAN DU SOUS SOL

Figure I.1: Vue de bâtiment en plan

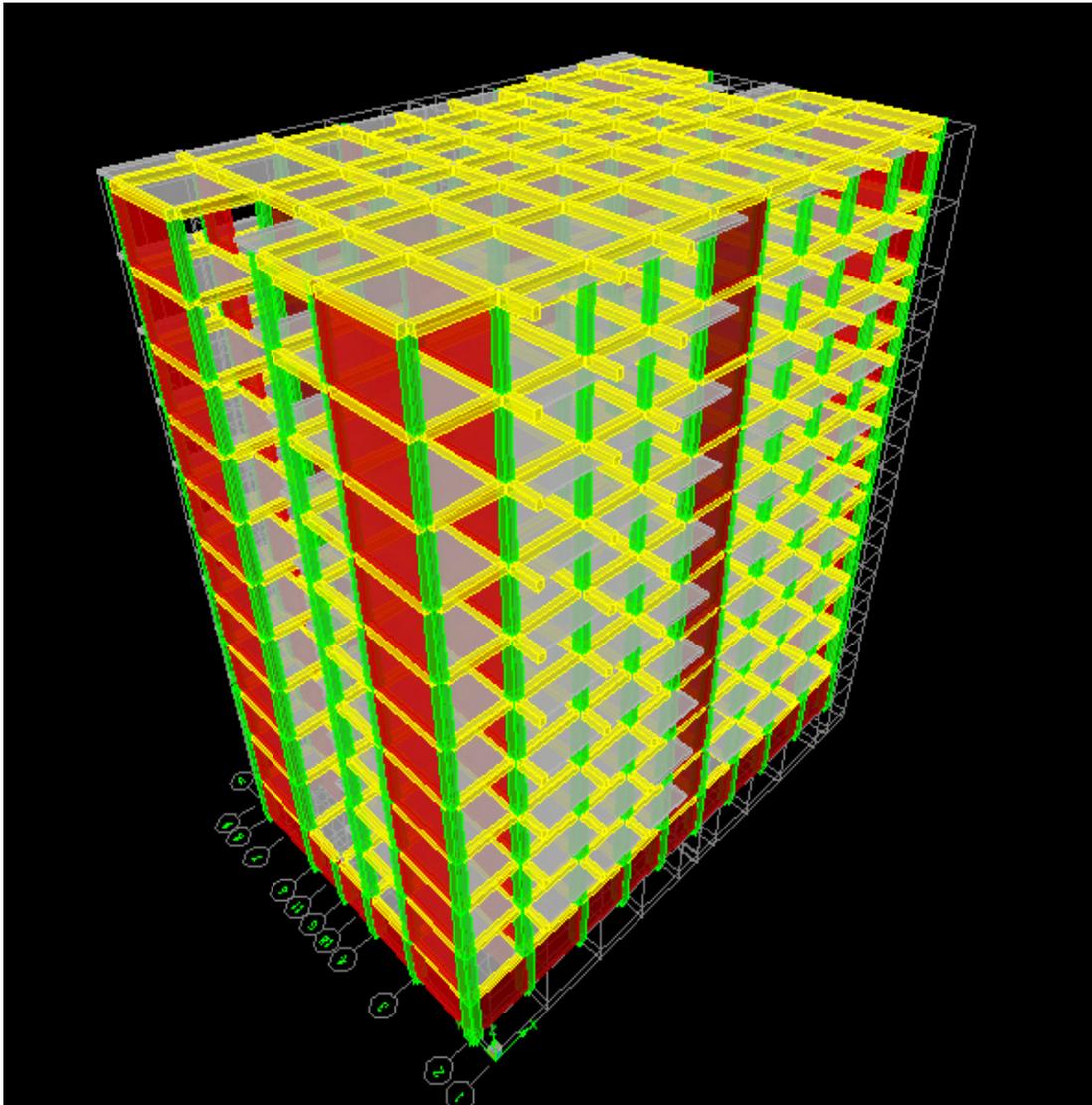


Figure I.2: Vue de bâtiment en élévation

I.2.2.Ossature:

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A.2 pour les structures en béton armé, le système est constitué de voiles et de portiques. Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

I.2.3.Données sismique de la structure:

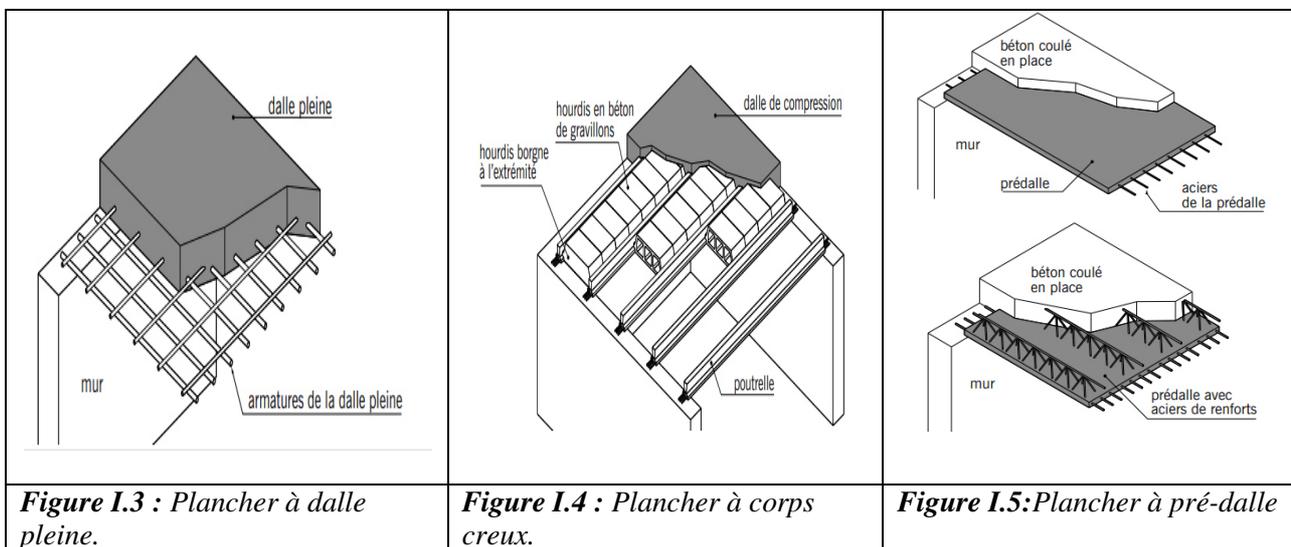
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le *RPA 99/ version 2003* comme une zone de sismicité {ZoneIII} .
- L'ouvrage appartient au groupe **d'usage 2**.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.
- Le site est considéré comme **meuble (S3)**.

I.3. Les éléments de l'ouvrage

a) Planchers:

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- **Plancher en corps creux:** Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5cm.
- **Plancher dalle pleine:** Ce type de plancher est coulé sur un coffrage plat en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.



Dans notre projet on a opté pour les planchers à dalle plein et les planchers à corps creux.

b) Escalier:

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous sol au 9^{ème} étage. L'escalier est composé de deux volées et un palier.

c) Local d'ascenseur:

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

d) Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse:

- **Murs extérieurs** : constitués d'une double paroi en briques (**10 cm** et **15 cm** d'épaisseur) séparées par une lame d'air de **5 cm** d'épaisseur ;
- **Murs intérieurs** : constitué par une seule paroi de briques de **10 cm** d'épaisseur ;

e) Revêtement :

Les revêtements sont comme suit:

- Céramique pour salle d'eau et cuisine
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs
- Mortier de ciment pour les façades extérieures

f) Les balcons:

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

g) Les fondations:

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service :

a/ Etats limites ultimes (ELU) : Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique de la construction (renversement)
- de la résistance de chacun des matériaux (rupture)
 - de la stabilité de forme (flambement)

Hypothèse de calcul à l'ELU :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.

- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

b/Etats limites de service (ELS) : Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- la valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
- la valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
- la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

- **Hypothèses de calcul à l'ELS :**

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

Le rapport $\ll n \gg$ du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton est appelé coefficient d'équivalence est pris « 15 ».

I.5. Les actions :

Selon la norme ISO2394-1973, les actions sont les influences (charges permanentes, charges variables imposées et déformations imposées) qui individuellement ou réunis, sont capable de faire subir des contraintes ou des déformations aux ouvrages. Les actions sont les suivantes :

- *Actions permanentes* (le poids des éléments G, le poids d'équipements fixes, déformation due au retrait,...) de coefficient 1,35.
- *Action variable* (les charges exploitations, équipements de chantier non permanent.) de coefficient 1,5.
- *Action accidentelles* (séismes, chocs de véhicules, etc.....)

I.5.Actions et sollicitations:

Selon la norme ISO2394-1973, les actions sont les influences (charges permanentes, charges variables imposées et déformations imposées) qui individuellement ou réunis, sont capable de faire subir des contraintes ou des déformations aux ouvrages. Les actions sont les suivantes : Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition:

I.5.1.Actions permanentes (G):

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent:

- Le poids propre de la section.
- Le poids des équipements fixes.
- Le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

I.5.2.Actions variables (Qi):

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue:

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

I.5.3.Actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

I.6. Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentation une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

•Combinaison accidentelles de RPA99/V2003:

Pour les poutres:

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Pour les poteaux:

$$G+Q\pm 1.2E$$

•Combinaison fondamentales du BAEL 91:

ELU: $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Avec:

G: Charge permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge accidentelles.

I.7. Les caractéristiques mécaniques des matériaux:

L'établissement d'un projet repose sur deux éléments indispensables à savoir :

✓ **Le béton:** qui est caractérisé par valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j (fc28).

✓ **Les aciers:** dont les caractéristiques doivent être conformes aux textes réglementaires.

I.7.1. Béton:

a) Composition du béton:

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sables) et d'eau de gâchage.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 Mpa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 Mpa).

➤ **Ciment:** Le ciment joue un rôle de liant entre les produits employés dans la construction. Il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui forme avec la présence de l'eau, une pâte faisant prise et durcissant progressivement dans le temps.

➤ **L'eau:** L'eau doit être saine et dépourvue d'éléments corrosifs. Ainsi une attention particulière est à observer pour le dosage en eau qui doit respecter le rapport E/C $\approx 0,5$.

➤ **Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les graviers:

1) **Sable:** Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit d'avantage de gros grains que de petits.

2) **Gravier:** Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b) Résistance mécanique du béton

➤ Résistance du béton à la compression: (art 2-1-11) BAEL 91

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite: résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasement d'éprouvette cylindriques droites normalisées (16x32).

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : fc28.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (j) jours, définies à partir de fc28, par: $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ Mpa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{c28} f_{cj} = 1.1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ Mpa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

Le choix de f_{c28} :

Dans notre cas on considère que $f_{c28} = 25$ Mpa

➤ Résistance du béton à la traction: (art 2-1-12) BAEL 91

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots f_{cj} < 60 \text{ Mpa}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en Mpa ou (N/mm²).

Pour $j = 28$ jours: $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ Mpa.

➤ **Module de déformation longitudinale:**

✓ Module de déformation instantanée: (art 2-1-21) BAEL 91

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (j) note E_{ij} est égale à :

$$\text{Pour } f_{cj} = 25\text{MPA} \left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{ij} = 32164,2\text{MPA} \end{array} \right.$$

✓ Module de déformation différée: (art 2-1-22) BAEL 91

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$\text{Pour } f_{cj} = 25\text{MPA} \left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{ij} = 10818,87\text{MPA} \end{array} \right.$$

✓ Module de déformation transversale: CCM97

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} E: \text{Module de YOUNG.}$$

ν : Coefficient de poisson.

✓ Coefficient de poisson: (art A.2-1-3) BAEL 91

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égale:

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations dans le cas d'état limite ultime (ELU) .

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations dans le cas d'état limite service (ELS) .

c) Les contraintes limites de calcul:

✓ *Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):*

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas des situations durables ou transitoires} \dots\dots\dots f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas des situations accidentelles} \dots\dots\dots f_{bu} = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

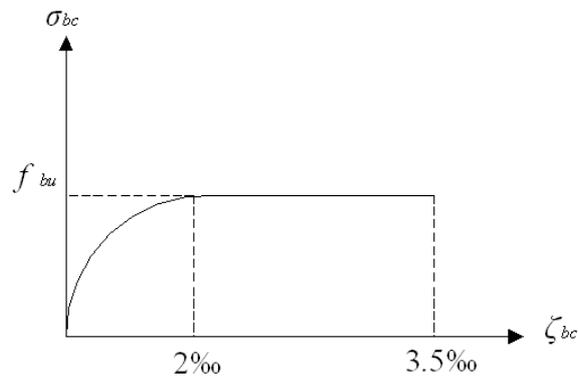


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

✓ *Contraintes limites à l'état limite service (E.L.S):*

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue; on distingue:

- ★ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- ★ L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- ★ L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

Dans notre cas : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

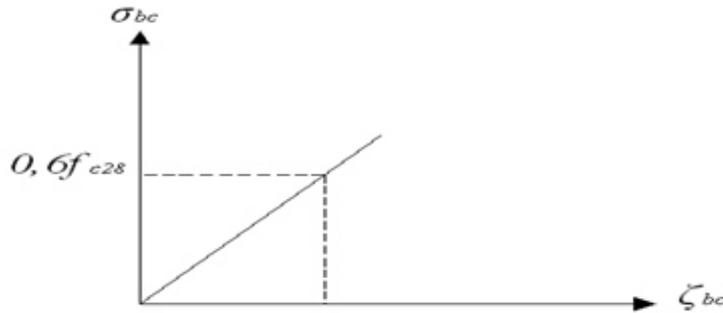


Figure I.7 : Diagramme déformation-contrainte de béton à l'ELS.

✓ Contraintes limites de cisaillement à l'ELU (art A.5-1-2.1) BAEL 91

$$\bar{\tau}_u = V_u / b_0 d \quad [\text{Mpa}]$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

dans notre cas : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$

1.7.2. Acier:

a) Définition:

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. On distingue deux type d'acier:

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Selon RPA99, les armatures longitudinales pour le béton armé des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $F_e \leq 500 \text{ Mpa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

b) Caractéristiques mécaniques:

Les aciers utilisée pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau I.1

<i>Tableau I.1: Propriétés mécaniques de l'acier.</i>		
Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
Ronds lisses	FeE24 \Rightarrow ($f_e = 235$ Mpa)	$E_s = 2 * 10^5$ Mpa
Barres a hautes adhérences	$F_e = 400$ Mpa	
Treillis soudés (TS)	$F_e = 520$ Mpa	

c) Les contraintes limites de calcul:

➤ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant:

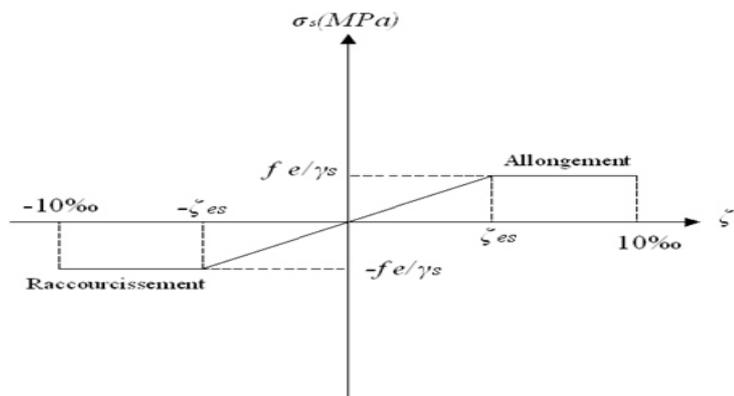


Figure I.8: Diagramme contraintes-déformations d'un acier.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_{es} : Déformation (allongement) relative de l'acier $\longrightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}; \text{ Contrainte de l'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1.00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1.15 \times 2.10^5} = 1.74\text{‰}$

➤ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux appropriées:

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min [2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min [1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

η : Coefficient de fissuration:

$\eta = 1.00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1.60$ pour les aciers à haute adhérence.

$\eta = 1.30$ pour les aciers à haute adhérence < 6 mm.

» **Diagramme contrainte-déformations :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante:

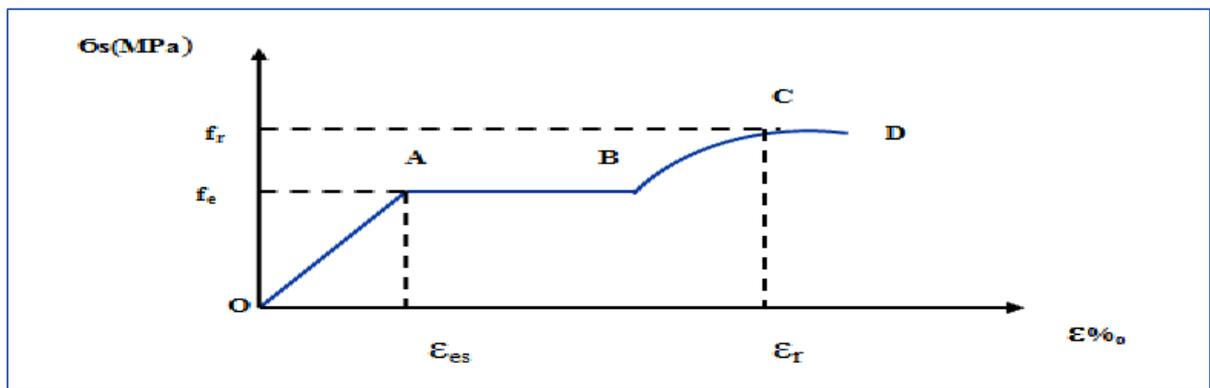


Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation montrant le comportement réel de l'acier.

Avec:

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine de plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

d) Les coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

avec:

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.8.Hypothèse De Calcul:

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

◆ Acier rond lisse $\sigma_s = 235MPa$ *Situation accidentelle*

◆ Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$

Pré-dimensionnement

II.1.Introduction:

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres etc.) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales (application de la règle de dégression) qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage ; et en utilisant des règlements en vigueur, notamment le **(RPA99 modifié en 2003)**, **(BAEL91 modifié 99)** et **(CBA 93)** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers:

II.2.1.Plancher corps creux:

Les planchers, quel que soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges exploitations. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé.

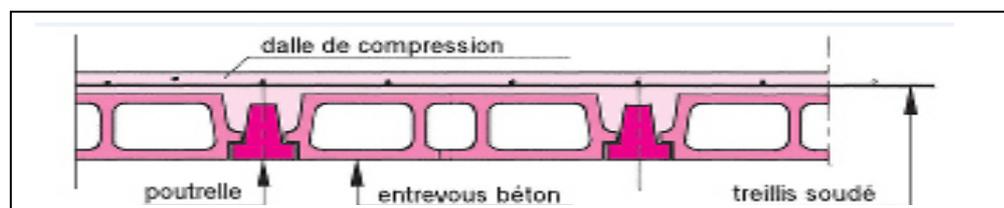


Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

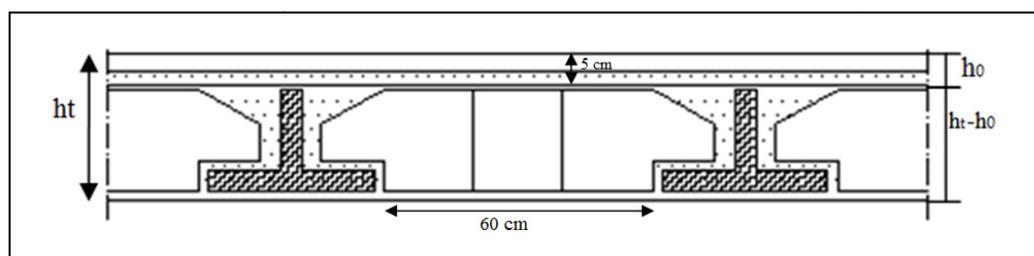


Figure II.2: Dimension d'un plancher à corps creux.

✓ Avec:

h_t : L'épaisseur total du plancher.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

L: La distance maximale de la poutre.

Les conditions d'épaisseur de la dalle en corps creux: $e \geq \max e_1, e_2, e_3$

➤ Condition de rigidité résistance à la flèche: $e_1 \geq \min \frac{L_{x \max}; L_{y \max}}{22.5}$

➤ Condition de résistance d'incendie: $\begin{cases} e_2 = 7 \text{ cm pour 1h de corps feu.} \\ e_2 = 11 \text{ cm pour 2h de corps feu.} \end{cases}$

➤ Condition d'isolation phonique: $e_3 = 17.5 \text{ cm}$.

Calcul:

On a: $L = \min(L_{x \max}; L_{y \max}) = \min(320; 421)$

• $e_1 \geq \frac{320}{22.5} = 14.22 \text{ cm}$.

• $e_2 = 11 \text{ cm}$. $e \geq \max(14.22; 11; 17.5) = 17.5 \text{ cm}$.

• $e_3 = 16 \text{ cm}$.

Donc, on adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de :

Avec: **16 cm de corps creux et 4 cm de la dalle de compression.**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

d'après RPA (99 version 2003) isolation acoustique $e_1 \geq 12$

✓ Dalle plein en consol : $e > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \implies L_{\max} = 1.20 \text{ m}$

$e_2 = 12 \text{ cm}$

L'épaisseur à retenir est : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.2. Plancher dalle pleine S.Sols:

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions de sécurité, d'isolation et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

- **Condition de sécurité contre l'incendie**
 - ◆ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
 - ◆ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

- **Condition d'isolation acoustique**

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm

- **Résistance à la flexion**

- Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

avec:

ht: Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 421m \Rightarrow 8.42cm \leq e \leq 10.525cm$

L'épaisseur à retenir est : e= 10 cm.

II.3.Evaluation des charges et des surcharges:

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1.Plancher de corpscreux:

✓ Charge permanent:

Tableau II.1:La charge permanent de corps creux S.Sols.

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Plancher corps creux.	/	16+4	2.80
Enduit en plâtre.	10	0.03	0.30
Cloison de séparation.	/	/	1
Total			5.48

✓ Charge exploitation: Q

Etage à usage d'habitation: **1.5 (KN/m²)**

Etage à usage commercial: **2.5 (KN/m²)**

II.3.2. Plancher Terrasse Inaccessible:

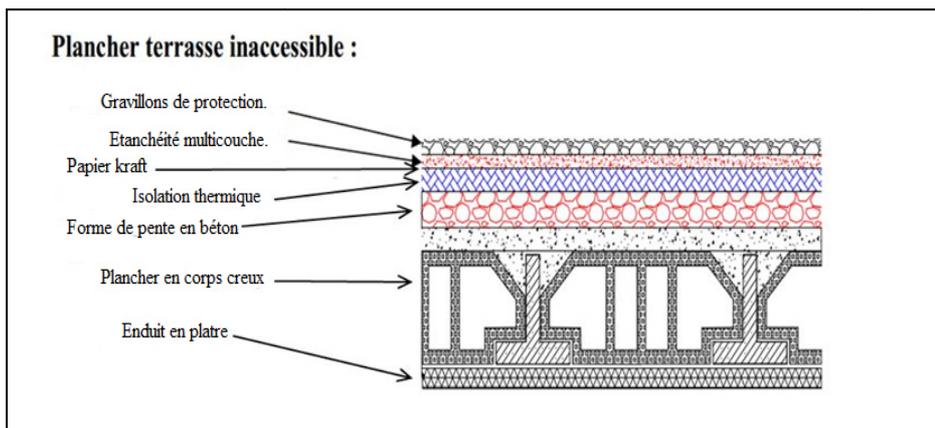


Figure II.3: Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible.

✓ Charge permanent:

Tableau II.2: La charge permanent de terrasse inaccessible.

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m ²)
Gravillon de protection	16	0.05	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Papier Kraft	/	2 feuille	0.5
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente 1%	22	0.12	2.64
Dalle en corps creux	/	16+4	2.80
Enduit plâtre	10	0.03	0.3
Total			7.32

✓ Charge exploitation:

Q=1 KN/m²

II.3.3. Plancher étage courant:

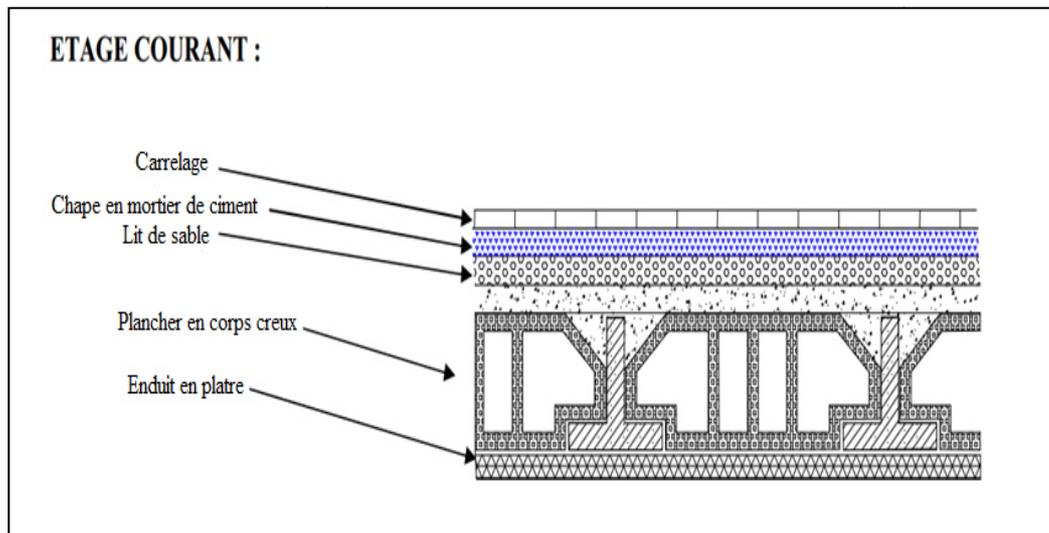


Figure II.4: Détail de plancher corps creux étage courant.

✓ Charge permanente:

Tableau II.3: La charge permanent de plancher étage courant.

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Plancher corps creux.	/	16+4	2.80
Enduit en plâtre.	10	0.03	0.30
Cloison de séparation.	/	/	1
Total			5.48

✓ Charge exploitation:

Tableau II.4: Les charges exploitations.

Désignation	Masse surfacique (KN/m ²)
Etage à usage d'habitation	1.5
Etage à usage commercial	2.5

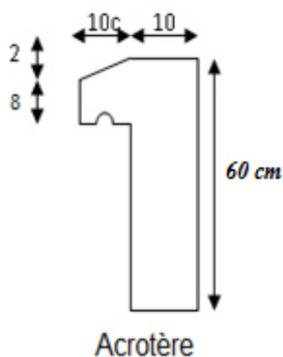
II.3.4.Balcon:

Tableau II.5: La charge permanente d'un balcon

N°	éléments	épaisseur (m)	poids volumiques (KN/m ³)	charges (KN/m ²)
1	Carrelage en granito	0,02	22	0.44
2	Chape de ciment	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0,03	17	0.51
4	Poids propre de la dalle pleine	0,16	25	4
5	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
Charge permanente			G_{BALCON}	5.71 kN/m²

Les charges exploitations: $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

II.3.5.Acrotère:



Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale total de l'acrotère

ρ : le poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

La surface de l'acrotère:

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5) = 0,068 \text{ m}^2$$

$$G = 0.068 \times 25 = 1.7 \text{ KN}$$

Figure II.5: Acrotère terrasse inaccessible**Tableau II.6: La charge permanente d'un Acrotère**

Eliment constituants	Masse volumique kN/m ³	Surface m ²	Masse linéaires kN / m
/	25	0.06	1.7
TOTAL			G_{acrotère} = 1.7 KN/m

$$Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ KN/ml}$$

II.3.6. Les escaliers:

-Descentes des charges des escaliers :

Un escalier est un élément permettant la circulation verticale d'un niveau à un autre d'une construction. Notre structure comporte des escaliers à deux paillasse et un palier de repos.

Tableau II.7: La charge permanent de la paillasse RDC.

N°	éléments	épaisseur (m)	poids volumiques (kN/m ³)	charges (kN/m ²)
1	Carrelage en granito	0,02	22	0.44
2	Chape de ciment	0,02	20	0.40
3	Poids propre de la marche	0,085	22	1.87
4	Poids propre de la paillasse	0,1839	25	4.5975
5	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
6	Garde-corps			0.20
Charge permanente			G_{paillasse}	7.8675 kN/m²

Avec $\alpha = 29.54^\circ$

Tableau II.8: La charge permanent du palier RDC.

N°	éléments	épaisseur (m)	poids volumiques (kN/m ³)	charges (kN/m ²)
1	Carrelage en granito	0,02	22	44
2	Chape de ciment	0,02	20	40,00
3	Lit de sable	0,03	17	51
4	Poids propre du palier	0,16	25	400
5	Enduit de ciment	0,02	18	36
Charge permanente			G_{palier}	5.71 kN/m²
charge d'exploitation			G_{escalier}	2.50 kN/m²

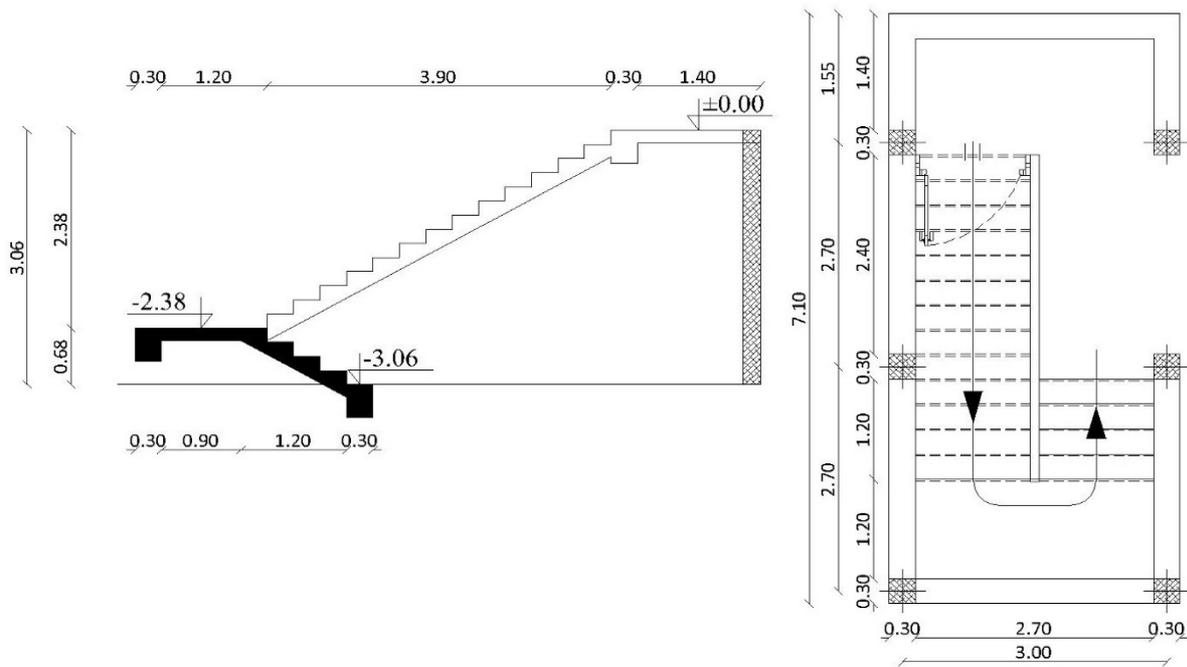


Figure II.6: Vue en plan et coupe de l'escalier du sous-Sol « type 1 »

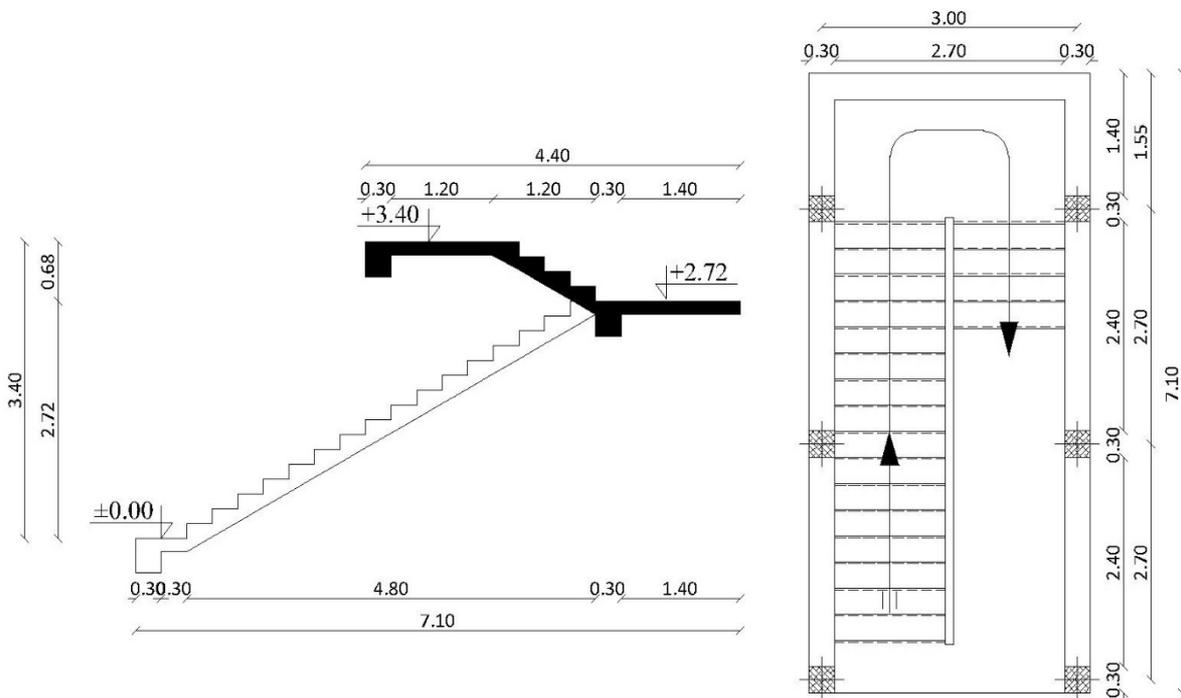


Figure II.7 : Vue en plan et coupe des escaliers RDC « type 1 »

Tableau II.9: La charge permanent de la paillasse_ étage courant.

N°	éléments	épaisseur (m)	poids volumiques (kN/m ³)	charges (kN/m ²)
1	Carrelage en granito	0,02	22	0.44
2	Chape de ciment	0,02	20	0.40
3	Poids propre de la marche	0,085	22	1.87
4	Poids propre de la paillasse	0,1839	25	4.5975
5	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
6	Garde corps			0.20
Charge permanente			$G_{\text{paillasse}}$	7.8675 kN/m²

Avec $\alpha = 29.54^\circ$

Tableau II.10: La charge permanent du palier étage courant.

N°	éléments	épaisseur (m)	poids volumiques (kN/m ³)	charges (kN/m ²)
1	Carrelage en granito	0,02	22	0.44
2	Chape de ciment	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0,03	17	0.51
4	Poids propre du palier	0,16	25	4
5	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
Charge permanente			G_{palier}	5.71 kNm²
charge d'exploitation			$Q_{z\text{scalier}}$	2,50 kN/m²

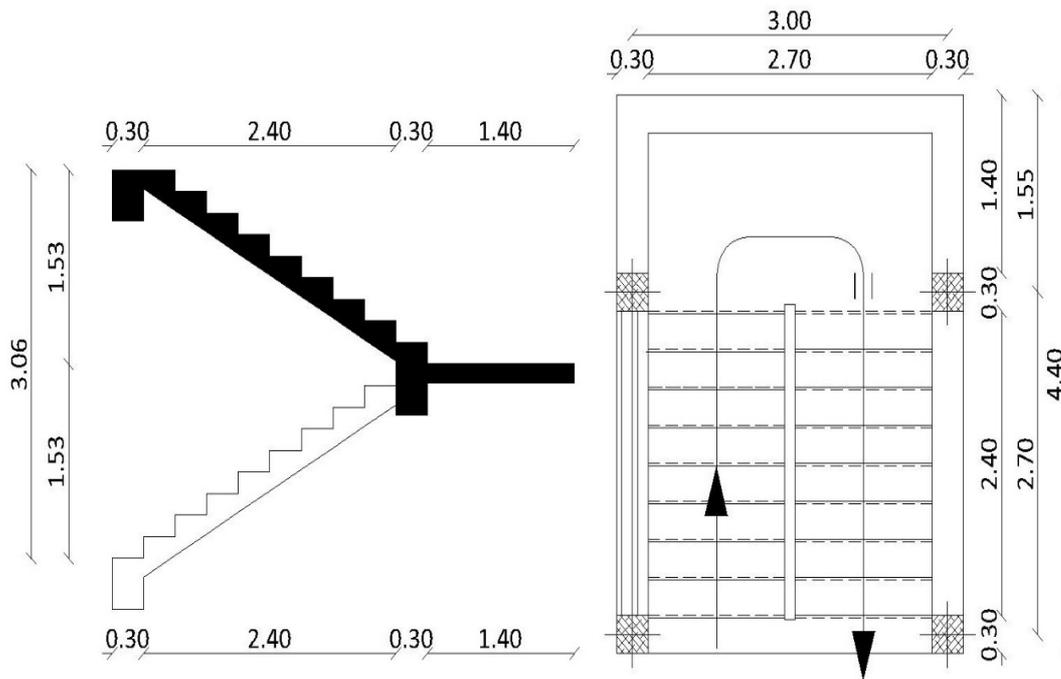


Figure II.8: Vue en plan et coupe des escaliers reste des niveaux « type 2 »

II.3.7. Les murs extérieurs:

Tableau II.11: La charge permanente du murs extérieurs

N°	éléments	épaisseur (m)	poids volumiques (kN/m ³)	charges (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0.44
2	Briques creuses	0,15	9	0.90
3	Lame d'air	0,05	0	0
4	Briques creuses	0,1	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0.20
Charge permanente			G_{mur de cloison}	2.89kN/m²

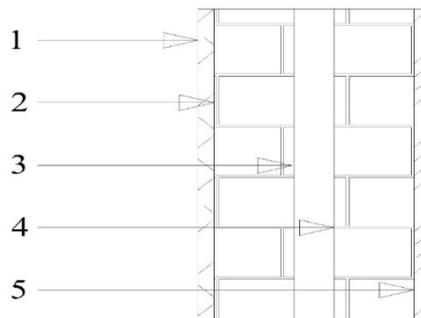


Figure II.9 : Coupe de Mur de double cloison

II.4.Pré-dimensionnement des poutres:

Le pré-dimensionnement doit vérifier les conditions suivantes :

- 1- La résistance.
- 2- La déformation (la flèche).
- 3- l'exécution sur chantier.

Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL91" et vérifier selon "RPA99".

D'après le "BAEL91 modifié 99":

$$* \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$* 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec:

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

* La poutre principale:

➤ Détermination de la hauteur "h":

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28.06cm \leq h \leq 42.1cm$$

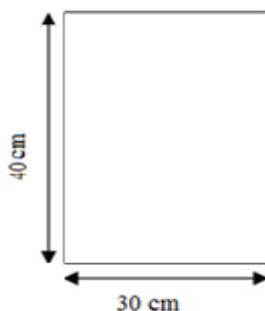
$$\text{On a: } L_{max} = 451 - 0.30 = 421 \text{ cm}$$

On prend: $h = 40cm$.

➤ Détermination de la largeur "b":

$$h = 35cm : 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.5cm \leq b \leq 24.5cm$$

On prend: $b = 30cm$.



✓ Vérification selon «RPA99 version 2003»:

Les dimension des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

✓ Calcul de la charge totale à l'ELU:

Tableau II.12: La charge totale de lapoutre

Type de charge	Lourde	Moyenne	Légère
Charge	$P > 45\text{KN/ml}$	$15 \leq P \leq 45\text{KN/ml}$	$P < 15\text{KN/ml}$
M	10--12	12--15	15--20

L: Portée de la poutre.

m: Coefficient qui dépend de la charge. $h=L/m$

h: La hauteur e la poutre.

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = (g_0 + g) = (25 * 0.40 * 0.30) + \left\{ 7.32 * \left(\frac{2.95 + 3.20}{2} \right) \right\} = 25.51 \text{KN/ml.}$$

$$Q = 1 * \left(\frac{2.95 + 3.20}{2} \right) = 3.075 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 * 25.51 + 1.5 * 3.075 = 39.05 \text{KN/ml} \quad 15 \leq P \leq 45 \text{KN/ml}$$

==> La charge Moyenne et m \implies 12--15

✓ Vérification de la flèche «BAEL91 modifié 99» à ELS:

On doit vérifier que: $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec} \quad \bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie; la flèche

$$\text{maximale est donnée par:} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{ij}I_b}$$

Avec:

L: La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximale de la poutre.

q : La charge uniformément répartie déterminée à ELS ($q=G+Q$).

G : La charge permanente reprise par la poutre.

Q : La charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Le moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$.

E_{ij} : Le module d'élasticité différé du béton armé ($E_{vj}=32164.2$ Mpa).

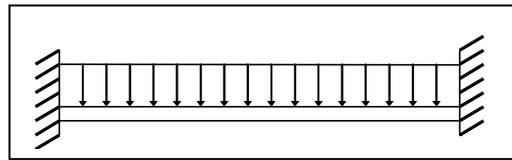


Figure II.10: La charge uniformément répartie d'une poutre

◆ **La flèche admissible:**

On a: $L=4.21$ m < 5m $f = \frac{421}{500} = 0.82$ cm

◆ **La flèche maximale:**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{ij}I_b}$$

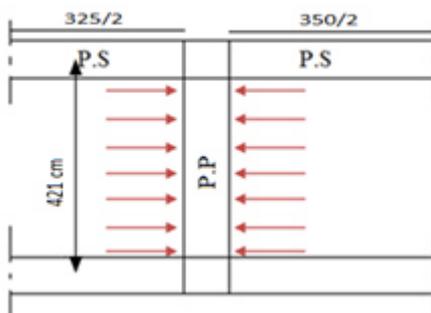


Figure II.11: La coupe de la poutre principale principale.

$$q=G+Q$$

$$G = (g_0+g) = (25*0.40*0.30)+\{7.32*\left(\frac{2.95+3.20}{2}\right)\} = 25.51 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1*\left(\frac{2.95+3.20}{2}\right) = 3.075 \text{ KN/ml.}$$

$$q=p_{ser}=G+Q=25.51+3.075= 28.59 \text{ KN/ml.}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.3 \cdot 0.4^3}{12} = 1.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{ij} I_b} = 0.21 \text{ cm} < \bar{f} = 0.82 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau II.13: Vérification de la flèche pour les poutres principales.

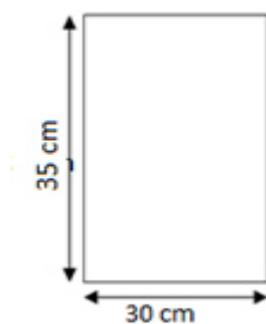
Niveau	q _{ser} (KN/ml)	L(m)	f _{max} (cm)	F _{adm} (cm)	Section
Terrasse	33.37	4.21	0.26	0.82	30x40
1 ^{eme} - 9 ^{eme}	29.91	4.21	0.24	0.82	30x40
RDC	33.76	4.21	0.27	0.82	30x40
S.Sols	37.43	4.21	0.3	0.82	30x40

*** La poutre secondaire:**

➤ Détermination de la hauteur "h":

On a: $L_{\max} = 3.50 - 0.30 = 3.20 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$



On prend: $h = 35 \text{ cm}$.

➤ Détermination de la largeur "b":

$$h = 30 \text{ cm} : 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

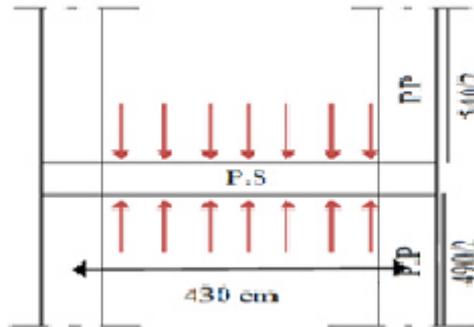
RPA On prend: $b = 30 \text{ cm}$

✓ Vérification selon "RPA99 version 2003":

Les dimension des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 35cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

✓ Condition de rigidité:



Ondoit vérifier que:

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{35}{320} = 0.1093 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Figure II.12: La coupe de la poutre secondaire secondaire.

Tableau II.14: Dimension des poutres secondaires.

Niveau	L(m)	Section
Terrasse	3.20	30x35
1 ^{eme} - 9 ^{eme}	3.20	30x35
RDC+S.S	3.20	30x35

Conclusion:

Donc on a 2 types des poutres:

- Des poutres principales (30 x 40) cm².
- Des poutres secondaires (30 x 35) cm².

II.5. Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales,

selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

On prend $L_n = 65$ cm la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et } b_1 = \text{Min} \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x,\text{max}}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$$

h_0 : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x,\text{max}}$: la portée maximale de la poutrelle = 3.2 m.

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32.5 ; 32 ; [24,32])$$

$$\text{Donc } 24 < b_1 < 32$$

$$\text{On prend } b_1 = 26 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } b_0 = L_n - 2b_1 = 12 \text{ cm.}$$

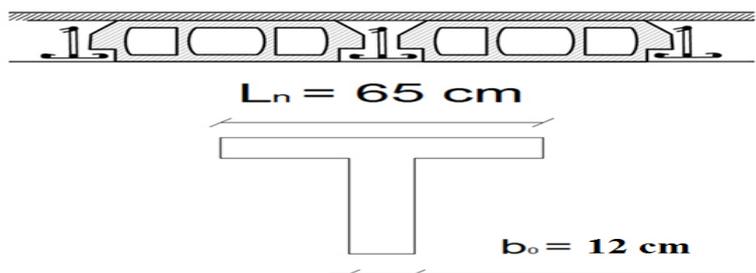


Figure II.13: Dimension de la poutrelle.

II.6. Les poteaux:

II.6.1. Principe:

Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.6.2. Etapes de prés-dimensionnement (calcul):

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau;
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau ;

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » ;
- Vérifier la section à ELS.

a) Loi de Dégression:

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 » .}$$

avec

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.15: Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P09	Q1	$\Sigma_2=(Q_0+Q_1)$	2.5
P08	Q2	$\Sigma_3= Q_0+ 0.9Q_1+0.8Q_2$	3.55
P07	Q3	$\Sigma_4= Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2 +0.7Q_3$	4.6
P06	Q4	$\Sigma_5= Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2 +0.7Q_3+0.6Q_4$	5.5
P05	Q5	$\Sigma_6= Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2 +0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5$	6.25
P04	Q6	$\Sigma_7=Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2+0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5+0.5Q_6$	7
P03	Q7	$\Sigma_8=Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2+0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7$	7.75
P02	Q8	$\Sigma_9=Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2+0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7+0.5Q_8$	8.5
P01	Q9	$\Sigma_{10}=Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2+0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7+0.5Q_8+0.5Q_9$	9.25
RDC	Q10	$\Sigma_{11}=Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2+0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7+0.5Q_8+0.5Q_9+0.5Q_{10}$	10.5
S.S	Q11	$\Sigma_{12}=Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2+0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7+0.5Q_8+0.5Q_9+0.5Q_{10}+0.5Q_{11}$	11.25

b) Dimensionnements des poteaux:

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

avec

* N_u : effort normal ultime (compression) = $1.35G + 1.5Q$;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$) ;

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$;

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$;

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$;

* B : surface de la section du béton ($B=a \times b$) .

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1.50$).....situation durable :

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1.15$).....situation durable .

* f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$) .

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).

* A_s : section d'acier comprimée .

* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-0.02) (b-0.02)$) [m^2].

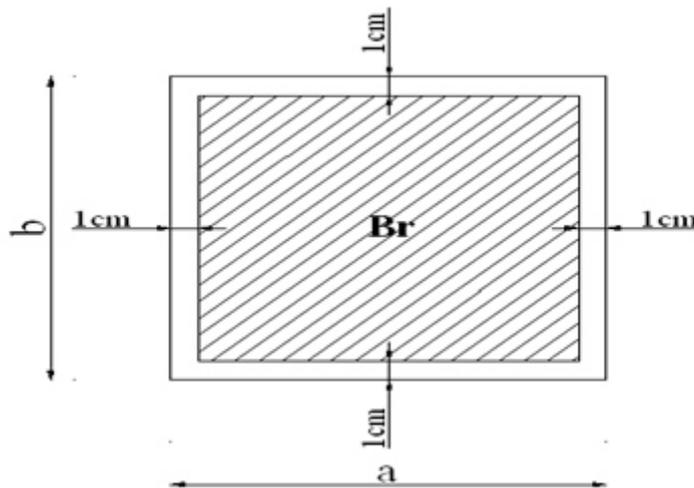


Figure II.14: Section réduite du poteau

* Selon le « **BAEL 91 modifié 99** »

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha &= 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

Tel que : N_u en (KN)

c) Le minimum requis par "RPA99 version 2003" :

Pour une zone sismique **III** , on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} * \text{Min}(b; h) &\geq 25 \text{ cm} \\ * \text{Min}(b; h) &> \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} &< \frac{b}{h} < 4 \end{aligned} \right.$$

avec

$(h ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On adopte pour des poteaux de section rectangulaire $(h \times b)$.

c) Vérification à l'ELS:

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

avec

N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).

B : section de béton du poteau.

A_s : section des armatures ($A_s = 1\% B$).

n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Exemple de calcul :

*Poteaux centrale:

➤ Le poteau centrale plus sollicité:

$$P_{pot} = 3.06 \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$$

➤ La surface revenante a ce poteau est :

$$S = (3.375 - 0.3) \times (3.9 - 0.3) = 11.07 \text{ m}^2$$

➤ Plancher terrasse : $G_{ter} = 7.32 \times 11.07 = 81.03 \text{ KN}$

➤ Plancher courant : $G_{ec} = 5.48 \times 11.07 = 60.66 \text{ KN}$

➤ Poutre porteuse : $P_p = (3.9 - 0.3) \times 25 \times 0.40 \times 0.30 = 10.8 \text{ kN}$

➤ Poutre non porteuse : $P_s = (3.375 - 0.3) \times 25 \times 0.35 \times 0.30 = 8.07 \text{ kN}$

$$G_{poutre} = P_p + P_s = 18.87 \text{ KN}$$

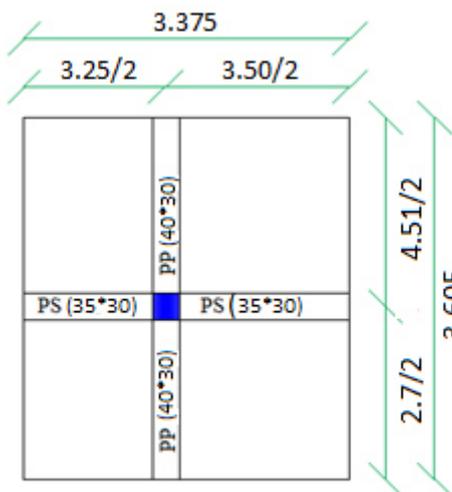


Figure II.15: Schéma indique le poteau central le plus sollicité.

19^{ème} étage:

$$Br \geq 0.64N_{u10} \Rightarrow Br \geq 207.05 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Le choix: $h \times b = 40 \times 40 \text{ cm}$

Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser10} = N_G + N_Q = 215.25 \text{ kN}$$

$$\bullet \quad \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \quad ; \quad (B = h \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Vérification de la section par RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(b; h) \geq 25 \text{ cm} \\ * \text{Min}(b; h) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(40; 40) \geq 25 \text{ cm} \dots \text{CV} \\ * \text{Min}(40; 40) > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \text{CV} \\ * \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Tableau II.16: Choix des sections des poteaux centraux rectangulaire

Niv	Gplan	Gpout	Gpot	Qplan	Splan	Gtot	Gcum	Q ₀	Qtot	Qcum
Terr	7.32	18.87	/	1.00	11.07	99.9	/	1.00	11.07	/
N09	5.48	18.87	6.89	1.50	11.07	86.42	99.9	2.5	27.68	11.07
N08	5.48	18.87	6.89	1.50	11.07	86.42	186.32	3.55	39.30	38.75
N07	5.48	18.87	9.37	1.50	11.07	88.9	272.74	4.6	50.92	78.05
N06	5.48	18.87	9.37	1.50	11.07	88.9	361.64	5.5	60.89	128.97
N05	5.48	18.87	12.24	1.50	11.07	91.77	450.54	6.25	69.19	189.86
N04	5.48	18.87	12.24	1.50	11.07	91.77	542.31	7	77.49	259.05
N03	5.48	18.87	15.49	1.50	11.07	95.02	634.08	7.75	85.79	336.54
N02	5.88	18.87	15.49	1.50	11.07	95.02	729.1	8.5	94.10	422.33
N01	5.48	18.87	19.13	1.50	11.07	98.66	824.12	9.25	102.40	516.43
RDC	5.48	18.87	21.25	1.50	11.07	100.78	922.78	10.5	116.24	618.83
S.S	5.48	18.87	23.14	1.50	11.07	102.67	1023.56	11.25	124.54	735.07

Niveau	Nu (KN)	1.1Nu maj	Br=0.64Nu	a=b (cm)	Section (cm)	Nser (KN)	σser (KN)	Vérif
Terrasse	/	/	/	/	/	/	/	/
N09	151.47	166.62	106.64	12.33	35x35	110.97	0.79	OK
N08	309.66	340.63	218.00	16.76	35x35	225.07	1.60	OK
N07	485.27	533.80	341.63	20.48	40x40	350.79	1.91	OK
N06	681.67	749.84	479.90	23.90	40x40	490.61	2.67	OK
N05	893.02	982.32	628.68	27.07	45x45	640.40	2.75	OK
N04	1120.69	1232.76	788.97	30.08	45x45	801.36	3.44	OK
N03	1360.82	1496.90	958.02	32.95	50x50	970.62	3.38	OK
N02	1617.78	1779.56	1138.92	35.75	50x50	1151.43	4.00	OK
N01	1887.21	2075.93	1328.60	38.44	55x55	1340.55	3.85	OK
RDC	2174	2391.4	1530.50	41.12	55x55	1541.61	4.43	OK
S.S	2484.41	2732.85	1749.02	43.82	60x60	1758.63	4.25	OK

Etage 9^{ème} ==> 1^{ère} : $P_{pot}=3.06 \times 0.30 \times 0.30 \times 25 = 6.89$ KN.

Etage RDC : $P_{pot}=3.4 \times 0.50 \times 0.50 \times 25 = 21.25$ KN.

Etage S.S : $P_{pot}=3.06 \times 0.55 \times 0.55 \times 25 = 23.14$ KN.

CONCLUSION:

Pour avoir une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, et pour faciliter la réalisation il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Finalement on adopte les sections suivantes :

Tableau II.17: Choix final des sections des poteaux

Etage	Sections axb
9 ^{ème}	35x35
8 ^{ème}	35x35
7 ^{ème}	40x40
6 ^{ème}	40x40
5 ^{ème}	45x45
4 ^{ème}	45x45
3 ^{ème}	50x50
2 ^{ème}	50x50
1 ^{ère}	55x55
RDC	55x55
S.Sol	60x60

Vérification du poteau au flambement:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } l_f = k \times l_0, i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

λ : Elancement mécanique.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : (la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers

successives).

$k=0.7$: Pour le poteau central d'un bâtiment à étage multiple encré directement dans les fondations.

i_{\min} : Rayon de giration.

I: Moment d'inertie.

B: Section du poteau.

Exemple : Etage sous sols: $H=3.06\text{m}$

✓ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{0.6 \times 0.6^3}{12} = 0.0108\text{m}^4$$

✓ **Rayon de giration :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0108}{0.6 \times 0.6}} = 0.1732\text{m}.$$

✓ **Elancement mécanique :**

$$\text{On a : } l_f = k \times h_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.2) = 2.002\text{m}$$

$$\lambda = \frac{2.002}{0.1732} = 11.56 \leq 35 \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau II.18: Vérification du poteau au flambement.

Etage	$l_0(\text{m})$	$l_f(\text{m})$	I (m^4)	B (m^2)	i (m)	λ	Condition
S.Sol01	3.06	2.002	0.0108	0.36	0.1732	11.56	C.V
RDC	3.4	2.24	0.0076	0.3025	0.1585	14.13	C.V
1 ^{ère}	3.06	2.002	0.0076	0.3025	0.1585	12.63	C.V
2 ^{ème} , 3 ^{ème} ,	3.06	2.002	0.0052	0.25	0.1442	13.88	C.V
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	3.06	2.002	0.0034	0.2025	0.1295	15.46	C.V
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	3.06	2.002	0.0021	0.16	0.1145	17.48	C.V
8 ^{ème} ; 9 ^{ème}	3.06	2.002	0.0012	0.1225	0.0989	20.24	C.V

II.7. Les voiles:

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4e$.

Dans le cas contraire. Ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

avec :

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

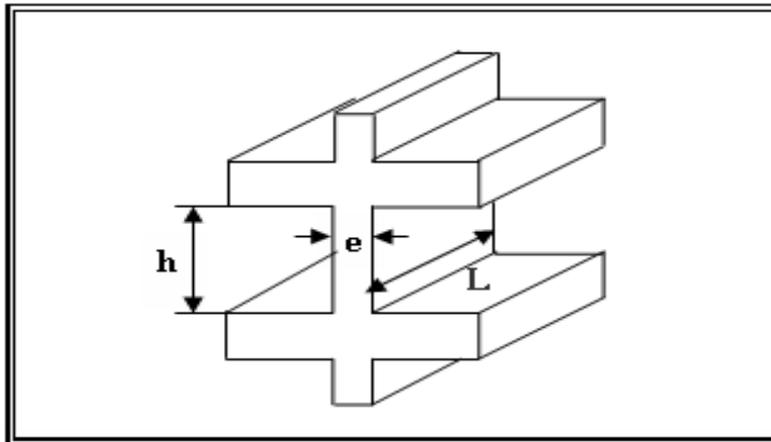


Figure II.16: Coupe de voile en élévation

a) L'épaisseur :

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

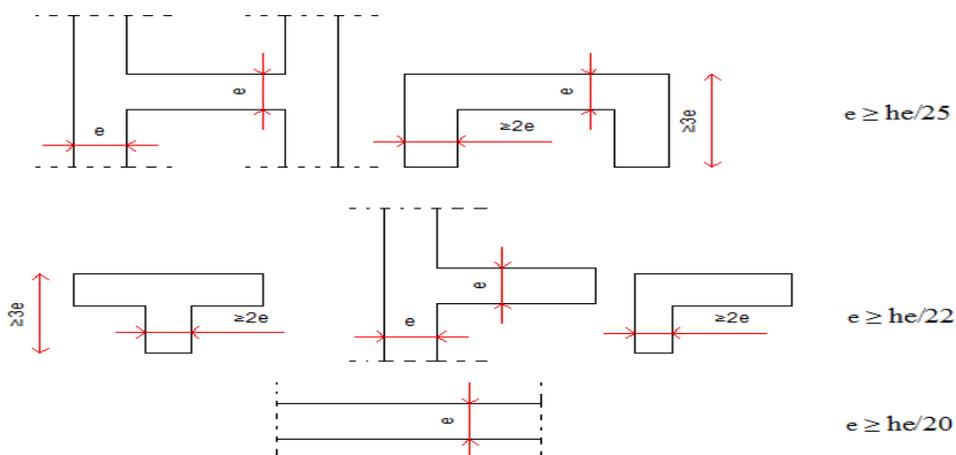


Figure II.17: Coupe du voile en plan.

On a

$$e \geq \max(h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

◆ Hauteur rdc: $H=3.25$

$$h_e = H - h_{\text{poutre}} = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{310}{25}; \frac{310}{22}; \frac{310}{20}\right) = 21.8 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(15.5; 14.09; 12.4)$$

Donc on prend comme épaisseur: $e=20\text{cm}$.

b) La longueur : $L \geq 4e = 4 \times 20 = 80\text{cm}$.

Conclusion:

• Alors on adopte pour tous les niveaux un voile de $e = 20\text{cm}$. Comme première proposition, avec possibilité de modification, selon les résultats de l'étude dynamique. • La longueur des voiles $L=80\text{cm}$.

II.8. PdimensionnementDes escaliers:

II.8.1. Définition:

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

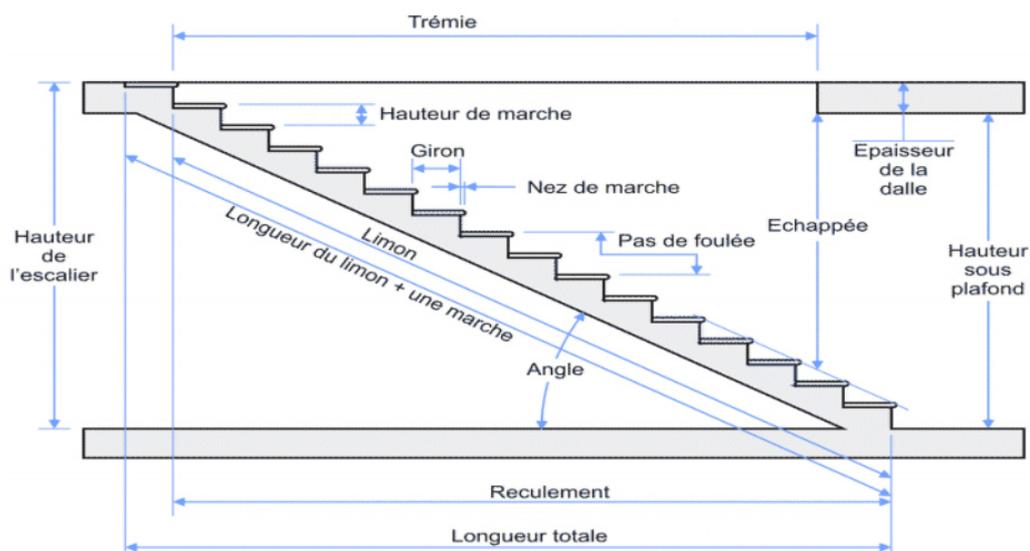


Figure II.18: Schéma d'escalier

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution
- Utilisation immédiate de l'escalier.

Un escalier se compose:

➤ **Les paliers:** C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle: palier d'arrivée ou palier de départ.

➤ **Les marches:** C'est la partie horizontale ou l'on marche.

➤ **La contre marche:** C'est la partie verticale contre la marche.

➤ **La pailasse:** C'est la dalle de la partie pleine inférieure du volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches.

➤ **Emmarchement:** C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.

➤ **Le giron ou la foulée:** C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier.

➤ **La poutre palière :** Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

➤ **La volée:** On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.

➤ **Le nez d'une marche:** Arrêt ou partie saillante de la marche.

➤ **Le jour d'escalier :** C'est espace centrale de l'escalier entre de volée

II.8.2. Calcul de l'escalier:

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction. Pour le confort des locataires on doit respecter la condition de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

La valeur 59 correspond à des escaliers courant d'appartement.

La valeur 64 correspond à des locaux publics.

-Vérification de BLONDEL :

h : hauteur de la contre marche avec : $16 \leq h \leq 18$

g : giron de la marche avec : $g \geq 23$ cm.

Dans nos cas :

* **Escalier du Sous-Sol :** $h_e = 3.06 \text{ m}$

-Pour la volée 1 :

Avec $H_1 = 0.68 \text{ m}$.

Longueur de volée $L_1 = 1.20 \text{ m}$.

Pour le giron, on prend : $g = 30 \text{ cm}$.

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$59 \leq 2h + 30 \leq 64$$

$$14.5 \leq h \leq 17$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

Nombre de contres marches : $n_c = \frac{H_1}{h} = \frac{68}{17} \Rightarrow n_c = 4$ contres marches.

Nombres de marches : $m = n_c - 1 \Rightarrow m = 3$ marches.

-Pour la volée 2 :

Avec $H_2 = 2.38 \text{ m}$.

Longueur de volée $L_2 = 3.90 \text{ m}$.

Pour le giron, on prend : $g = 30 \text{ cm}$.

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$59 \leq 2h + 30 \leq 64$$

$$14.5 \leq h \leq 17$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

Nombre de contres marches : $n_c = \frac{H_2}{h} = \frac{238}{17} \Rightarrow n_c = 14$ contres marches.

Nombres de marches : $m = n_c - 1 \Rightarrow m = 13$ marches.

* **Escalier du RDC** $h_e = 3.40 \text{ m}$

-Pour la volée 1 :

Avec $H_1 = 2.72 \text{ m}$.

Longueur de volée $L_1 = 4.80 \text{ m}$.

Pour le giron, on prend : $g = 30\text{cm}$.

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$59 \leq 2h + 30 \leq 64$$

$$14.5 \leq h \leq 17$$

$$h = 17\text{cm}$$

Nombre de contres marches : $n_c = \frac{272}{17} \Rightarrow n_c = 16$ contres marches.

Nombres de marches : 15 marches.

-Pour la volée 2 :

Avec $H_2 = 0.68\text{m}$.

Longueur de volée $L_2 = 1.20 \text{ m}$.

Pour le giron, on prend : $g = 30\text{cm}$.

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$59 \leq 2h + 30 \leq 64$$

$$14.5 \leq h \leq 17$$

$$h = 17\text{cm}$$

Nombre de contres marches : $n_c = \frac{68}{17} \Rightarrow n_c = 4$ contres marches.

Nombres de marches : 3 marches.

* **Escalier des étages courant:** $h_e = 3.06 \text{ m}$

Avec $H = \frac{h_e}{2} = \frac{3.06}{2} \Rightarrow H = 1.53\text{m}$.

Longueur de volée $L_2 = 1.20 \text{ m}$.

Pour le giron, on prend : $g = 30\text{cm}$.

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$59 \leq 2h + 30 \leq 64$$

$$14.5 \leq h \leq 17$$

$$h = 17\text{cm}$$

Nombre de contres marches : $n_c = \frac{153}{17} \Rightarrow n_c = 9$ contres marches.

Nombres de marches : 8 marches.

Pour les trois cas ; on prend :

$$\begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

Vérification :

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$59 \leq 2 * 17 + 30 \leq 64$$

$$59 \leq 64\text{cm} \leq 64$$

Donc c'est vérifié.

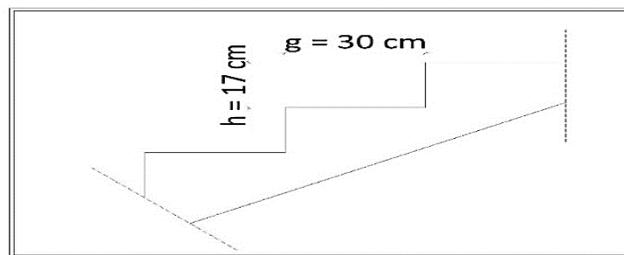


Figure II.19 : schéma de giron et hauteur de la marche

-Détermination de l'épaisseur de la pailasse:

La pailasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle que :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

Pour déterminer l'épaisseur, on vérifie la condition de résistance :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

* **Pour le Sous-Sol**, on a :

$$\text{Volée1 : } L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} \Rightarrow L' = \frac{1.20}{\cos 29.54} \Rightarrow L' = 1.38\text{m}$$

$$L_1 = 0.90\text{m}$$

$$L_0 = L_1 + L' \Rightarrow L_0 = 0.90 + 1.38 \Rightarrow L_0 = 2.28 \text{ m}$$

$$\frac{238}{30} \leq e \leq \frac{238}{20}$$

$$7.93\text{cm} \leq e \leq 9.52\text{cm}$$

$$e = 9\text{cm}$$

☞ **Volée2 :** $L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} \Rightarrow L' = \frac{3.90}{\cos 29.54} \Rightarrow L' = 4.48\text{m}$

$$L_1 = 0.90\text{m}$$

$$L_0 = L_1 + L' \Rightarrow L_0 = 0.90 + 4.48 \Rightarrow L_0 = 5.38 \text{ m}$$

$$\frac{538}{30} \leq e \leq \frac{538}{20}$$

$$17.93\text{cm} \leq e \leq 26.90\text{cm}$$

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

* **Pour le RDC** on a :

☞ **Volée1 :** $L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} \Rightarrow L' = \frac{4.80}{\cos 29.54} \Rightarrow L' = 5.52\text{m}$

$$L_1 = 0.30\text{m}$$

$$L_0 = L_1 + L' \Rightarrow L_0 = 0.3 + 5.52 \Rightarrow L_0 = 5.82 \text{ m}$$

$$\frac{582}{30} \leq e \leq \frac{582}{20}$$

$$19.4\text{cm} \leq e \leq 29.1\text{cm}$$

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

☞ **Volée2 :** $L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} \Rightarrow L' = \frac{1.22}{\cos 29.54} \Rightarrow L' = 1.40\text{m}$

$$L_1 = 1.18\text{m}$$

$$L_0 = L_1 + L' \Rightarrow L_0 = 1.18 + 1.40 \Rightarrow L_0 = 2.58 \text{ m}$$

$$\frac{258}{30} \leq e \leq \frac{258}{20}$$

$$8.6\text{cm} \leq e \leq 12.9\text{cm}$$

$$e = 12\text{cm}$$

* **Pour l'étage courant** on a :

$$\Rightarrow \text{Volée 1 et 2 : } L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} \Rightarrow L' = \frac{2.40}{\cos 29.54} \Rightarrow L' = 276\text{m}$$

$$L_0 = L' = 2.76\text{m}$$

$$\frac{276}{30} \leq e \leq \frac{276}{20}$$

$$9.2\text{cm} \leq e \leq 13.8\text{cm}$$

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

Conclusion

On prend l'épaisseur de la paillasse égalé :

Pour le Sous-Sol et le RDC : $e = 20\text{cm}$

Pour les étages courants : $e = 16\text{cm}$

II.9.Vérification de la flèche du balcon

II.9.1-Calcul de flèche:

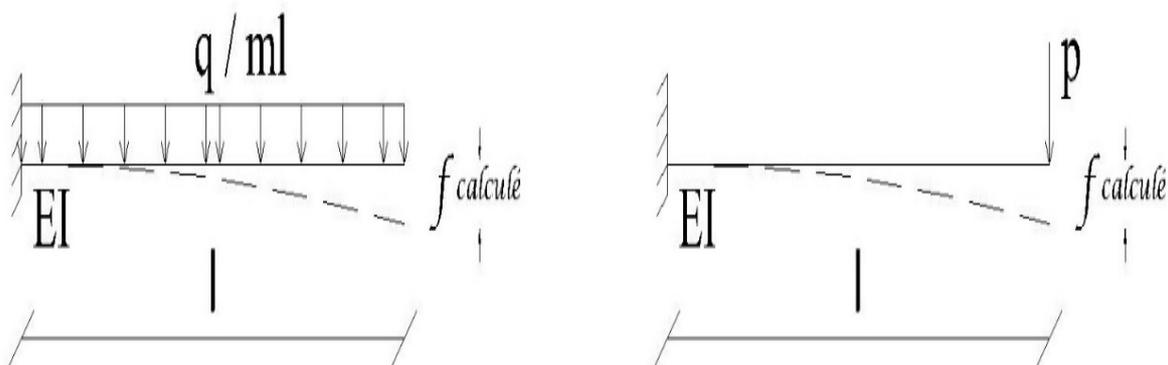


Figure II.20 : schéma de la flèche dans un balcon

$$f_{\text{calculée}} = \frac{3ql^4}{8EI} \quad f_{\text{calculée}} = \frac{pl^3}{3EI}$$

-Calcul de flèche des balcons des étages courant et terrasse :

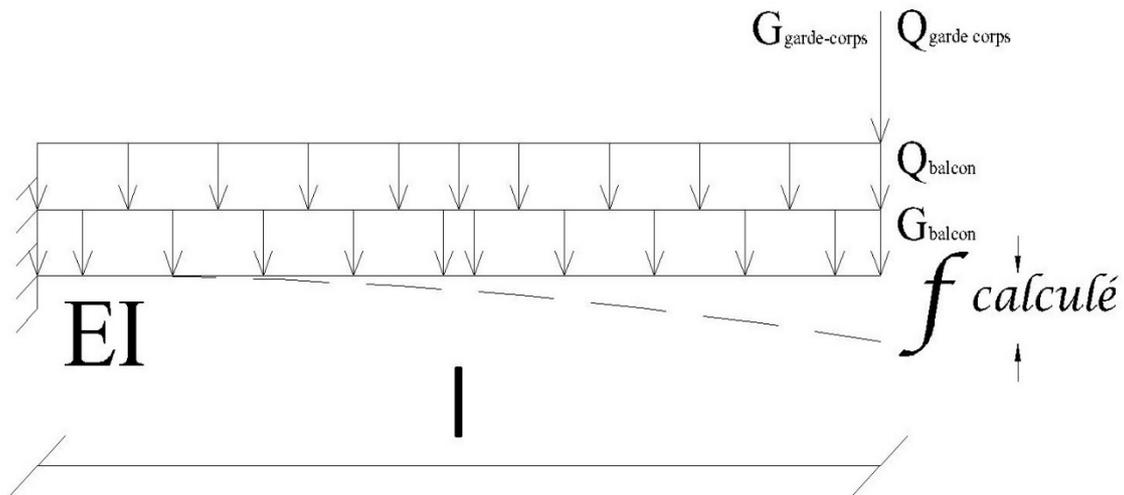


Figure II.21 : schéma de la flèche pour un balcon étage courant

Pour une bande de 1.00 (ml) et une section du béton (1.00x0.15) m²

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage

$$E = E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E = E_{vj} = 3700^3 \sqrt{25}$$

$$E = E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2,8125 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$L = 1.35 \text{ m}$$

❶ Poids d'un balcon d'étage courant :

$$\text{Charge permanente : } G_{\text{balcon etg.courant}} = 546 \text{ kg/m}^2 \quad 0.00546 \text{ MN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q_{\text{balcon etg.courant}} = 350 \text{ kg/m}^2 \quad 0.00350 \text{ MN/ml}$$

❷ Poids du garde-corps :

$$\text{Charge permanente : } G_{\text{garde-corps}} = 100 \text{ kg/m}^2 \quad 0.00100 \text{ MN/ml}$$

Calcul de la flèche pour un balcon d'étage courant :

$$f_{\text{total}} \leq \bar{f}$$

$$f_{\text{total}} = f_1 + f_2 + f_3$$

Pour la charge permanente $G_{\text{balcon etg.courant}} = 0.00546 \text{ MN/ml}$:

$$f_1 = \frac{3ql^4}{8EI} \Rightarrow f_1 = \frac{3 * 0.00546 * 1.35^4}{8 * 10818.86 * 2.8125 * 10^{-3}} \Rightarrow f_1 = 2.235.10^{-4}m$$

Pour la charge d'exploitation $Q_{\text{balcon etg.courant}} = 0.00350 \text{ MN/ml}$:

$$f_2 = \frac{3ql^4}{8EI} \Rightarrow f_2 = \frac{3 * 0.0350 * 1.35^4}{8 * 10818.86 * 2.8125 * 10^{-3}} \Rightarrow f_2 = 3.82.10^{-4}m$$

Pour la charge concentrée $G_{\text{balcon etg.courant}} = 0.00170 \text{ MN/ml}$:

$$f_3 = \frac{pl^3}{3EI} \Rightarrow f_3 = \frac{0.00100 * 1.35^3}{3 * 10818.86 * 2.8125 * 10^{-3}} \Rightarrow f_3 = 0.270.10^{-4}m$$

La flèche Total :

$$f_{\text{total}} = 2.035.10^{-4} + 3.82.10^{-4} + 0.270.10^{-4}$$

$$f_{\text{total}} = 6.125.10^{-4}m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1.35}{250} \Rightarrow \bar{f} = 5.4.10^{-3}m$$

Donc :

$$f_{\text{total}} = 6.125.10^{-4}m \leq \bar{f} = 5.4.10^{-3} m$$

C'est vérifié.

Calcul des éléments secondaires

III.1.ACROTÈRE:

III.1.1. Etude de l'acrotère :

III.1.1.1. Définition:

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

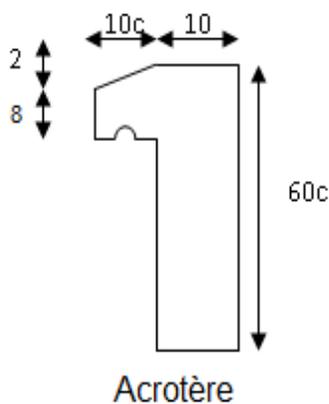


Figure III.1: Acrotère terrasse inaccessible.

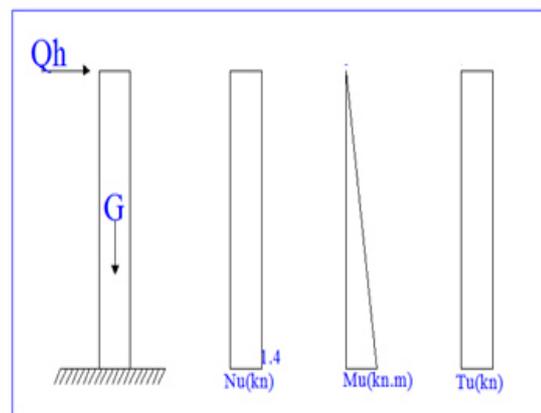


Figure III.2: Diagramme des efforts à ELS.

III.1.1.2. Vérification au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.25$

C_p: facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

$C_p = 0,80$ (élément en console)

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1.7 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.7$

$$F_p = 1.36 \text{ KN/ml}$$

- *Les charges :*

Poids propre de l'acrotère: $G = 1.7 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 1.36 \text{ KN/ml}$

III.1.1.3. Sollicitations :

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.7 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.60 = 0.6 \text{ KNm/ml}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{Fp} = F_p \times 2h/3 = 0.544 \text{ KNm/ml}$

-Combinaison des sollicitations :

ELU :

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

ELS :

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

ELA :

$$N_A = N_G + 0.75 N_Q + N_{Fp}$$

$$M_A = M_G + 0.75 M_Q + M_{Fp}$$

-Les sollicitations dues à l'acrotère:

Tableau III.1: Les sollicitations dues à l'acrotère

Cas	M (KNm)	N (KN)
ELU	0.9	2.295
ELS	0.6	1.7
Combinaison accidentelle	0.994	1.7

III.1.1.4. Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$h = 10 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 8 \text{ cm}$

$d' = 2 \text{ cm}$

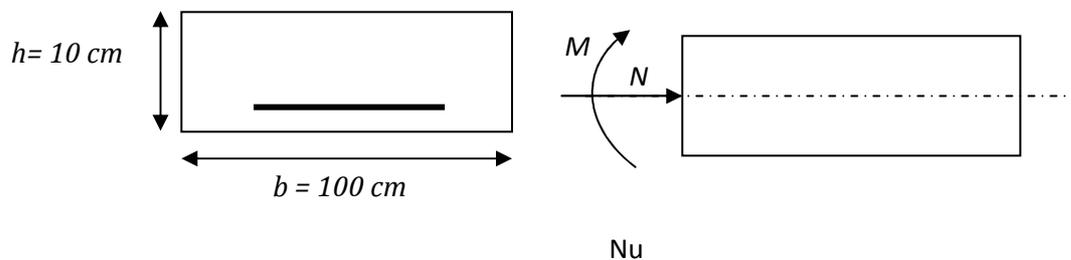


Figure III.3: Section de calcul d'acrotère.

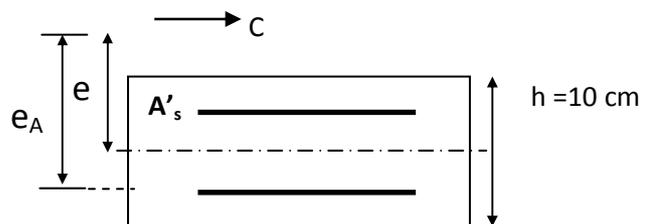
❖ **Calcul des armatures à L'E.L.U**

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.295} = 0.392\text{m}$$

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

$$e_0 = 39\text{cm} > h/2 - d' = 3\text{cm}$$



D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

$$e_A = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.392 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.392 + 0.030 = 0.422\text{m}$$

$$M_f = N_u \times e_A = 2.295 \times 0.422 = 0.97 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.97 * 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.0106$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.97}{0.6} = 1.61$$

- $\mu_{lu} = (3440 * 1.61 + 49 * 25 - 3050) * 10^{-4} = 0.37$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ Alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 (1 - 0.6 * 0.0106) = 0.08\text{m}$$

$$\text{En a: } f_{ed} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right) = \left(\frac{400}{1.15}\right) = 348$$

$$A = \frac{M_f}{(Z_b f_{ed})}$$

$$A = \frac{(0.97 * 10)}{(0.08 * 348)} = 0.34 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0$$

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.34 - \frac{2.295 * 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.27 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_c} \cdot \frac{e_s - 0,45 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,7} = 0,353 \text{ m} = 35,3 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{(0,23 \times 100 \times 8) \times \frac{2,1}{400} \times (35,3 - (0,45 \times 8))}{(35,3 - (0,185 \times 8))} = 0,90 \text{ cm}^2 \text{ Z}$$

On remarque que $A_{\text{calcul}} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage se fera avec A_{\min}

Soit $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml}$ avec un espacement $St = 100/5 = 20\text{cm}$

III.1.1.5. Les armatures de répartition A_r :

$$A_r = \frac{A_s}{5} = \frac{2,512}{5} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}\phi 8 = 2,512 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$

III.1.1.6. Les vérifications :

✓ *Vérification au cisaillement* : BAEL Art 7.4.3.1

$$\bar{\tau} = \min\left(0,15 \times \frac{25}{1,5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot x \cdot d}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

✓ **Vérification d'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 0 haute adhérence).

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1.50 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.08 \cdot 0.1005} = 0.21 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

✓ **Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$.

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{On a : } \frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A') y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

Et $\eta = 15$ ou (A' est la section des armatures comprimés égale A.)

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 15 \cdot 2.01 \cdot y_1 - 15 \cdot 2.01 \cdot 8 = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 30.15y_1 - 241.2 = 0 \Rightarrow y_1 = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + n \cdot A (d - y_1)^2 + n \cdot A' (y_1 - d')^2$$

$$I = 1350.47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0,50 \cdot 10^{-3}}{1350,47 \cdot 10^{-8}} = 37,02 \text{ MN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 37,02 \cdot 1,92 \cdot 10^{-2} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Dans l'acier : la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}} \right\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot K (d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 37,02 (8 - 1,92) \cdot 10^{-2} = 33,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 33,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

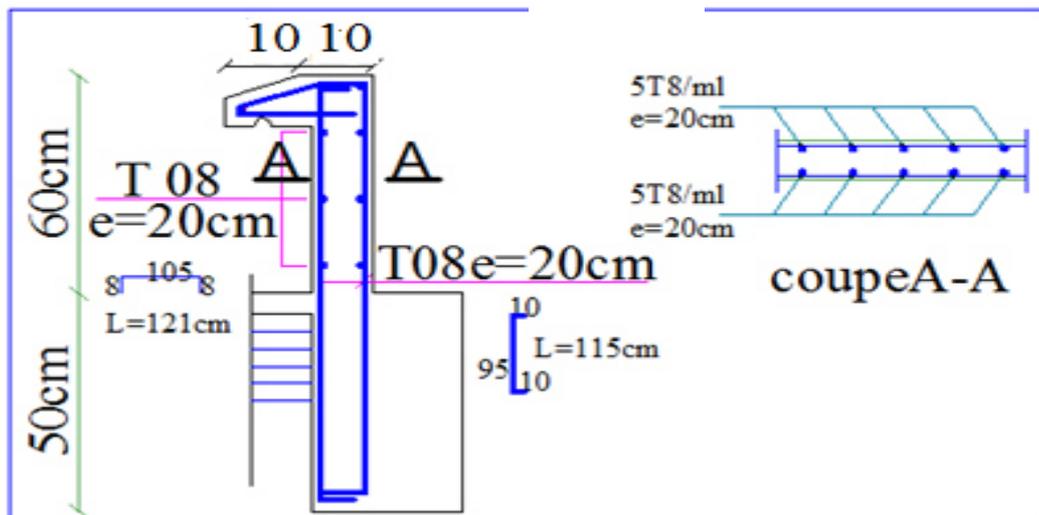


Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Les Planchers:

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- ✓ Transmettre des charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

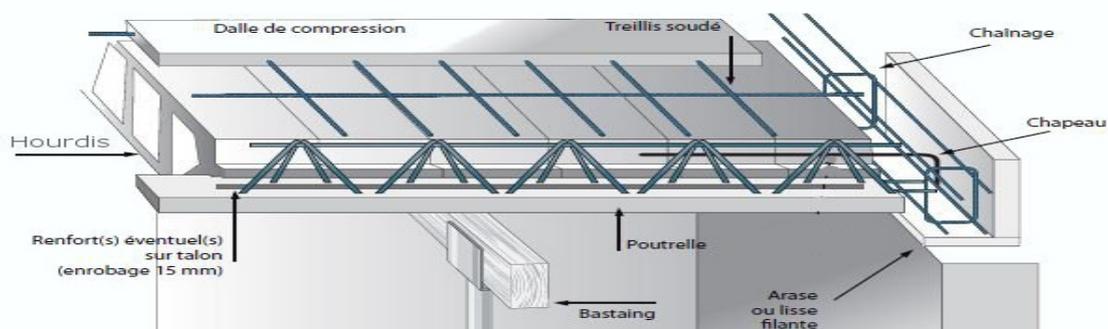


Figure III.5: schéma de mise en œuvre de plancher.

III.2.1. Pré-Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères.

- Elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.2.2. Calcul des poutrelles:

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux phases:

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

2.2.1. Première Phase de calcul (avant le coulage):

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

Charge permanente :

• Poids propre de la poutrelle: $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.13$ KN/m

• Poids propre du corps creux: $0.65 \times 0.95 = 0.62$ KN/m

$G_{\text{tot}} = 0.74$ KN/m

Charge d'exploitation : $Q = 0.65 \times 1 = 0.65$ KN/m

a)-Sollicitations combinées:

✓ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 0.65 = 1.99$ KN/m

✓ELS : $q_{\text{ser}} = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.4$ KN/m.

b)-Sollicitations de calcul:

On prend : $L^{\text{max}} = 4.51$ m

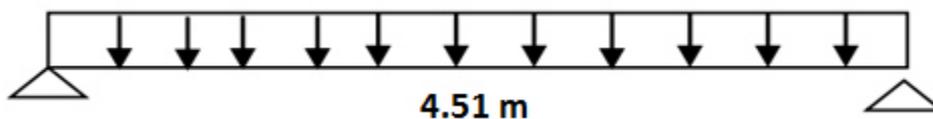


Figure III.6: Schéma isostatique de la poutrelle.

Tableau III.2: Calcul de sollicitation. de poutrelle

	E.L.U	E.L.S
$M = ql^2/8$	5.1	3.56
$T = ql/2$	4.49	3.16

c)-Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

$b = 65$ cm ; $b_0 = 12$ cm ;

$h = 20$ cm ; $h_0 = 4$ cm ;

$d = 0.9 \times h = 18$ cm

$\sigma_{bc} = 14.17$ MPa .

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = 3.27 \quad ; \quad \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{7.80}{5.49} = 1.42$$

$$\mu_{lu} = (3440 * \gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4} = 0.306$$

$\mu_{bu}=3.27 > \mu_{lu}=0.306 \Rightarrow A' \neq 0$ (La section est doublement armée).

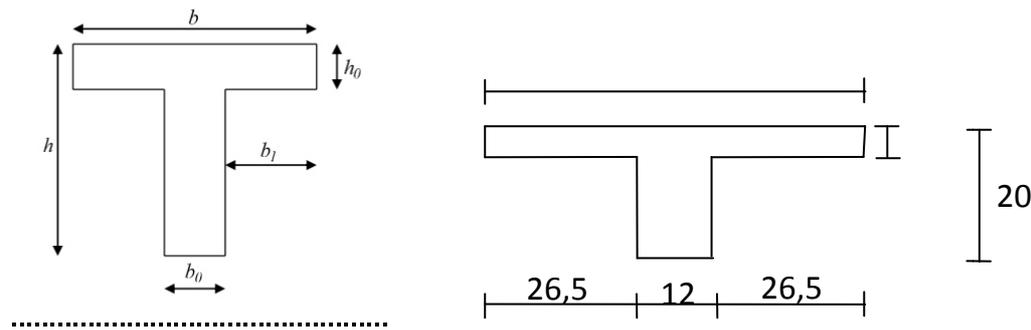


Figure III.7. Dimensions des poutrelles.

Remarque:

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2.2.2. Deuxième Phase de calcul (après le coulage):

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille en hyper statiquement. Avec les dimensions suivantes : $b=65$ cm, $h_0=4$ cm, $b_0=12$ cm, $h=20$ cm.

a)-Evaluation des Charges et surcharges :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) \times 0.65 \end{cases}$$

Tableau III.3: Evaluation des charges et surcharges des planchers.

Élément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Planche terrasse inaccessible	7.32	1	7.4	5.41
Étage courant (habitation)	5.48	1.5	6.27	4.54
RDC	5.48	2.5	7.25	5.19

Remarque:

Comme le plancher de l'étage cour (service, commercial et le sous-sols) est plus chargé (plus défavorable) que celui de la terrasse, on fait le calcul pour le plancher étage RDC (commerce) seulement.

b)-Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées:

- ✓ La méthode Forfaitaire.
- ✓ La méthode de Caquot.
- ✓ La méthode des 3 moments.

b.1) Méthode Forfaitaire:

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées:

- 1) $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

Application:

- 1) $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \leq \{10.96, 5\} \Rightarrow$ **(Condition est vérifiée).**

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. **(Condition est vérifiée).**

$$3)- 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \implies 0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.50}{3.25} = 1.07 > 1.25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$- 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \implies 0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.50}{3.10} = 1.12 > 1.25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

4) La Fissuration est peu nuisible **(Condition est vérifiée).**

\implies Donc La condition est vérifiée, \Rightarrow Alors cette méthode est applicable.

❖ Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et

d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Avec :

- (L) longueurs entre nus des appuis,
- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite,
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2}$.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque

Les moments aux niveaux des appuis de rive sont nuls cependant le **BAEL**, exige de prévoir une quantité d'acier (au niveau de l'appui) équilibrant un moment de **(-0.15M₀)**

III.2.2.3.Calcul des moments :

Type 1 :

9 travées d'une longueur (28.5m) :

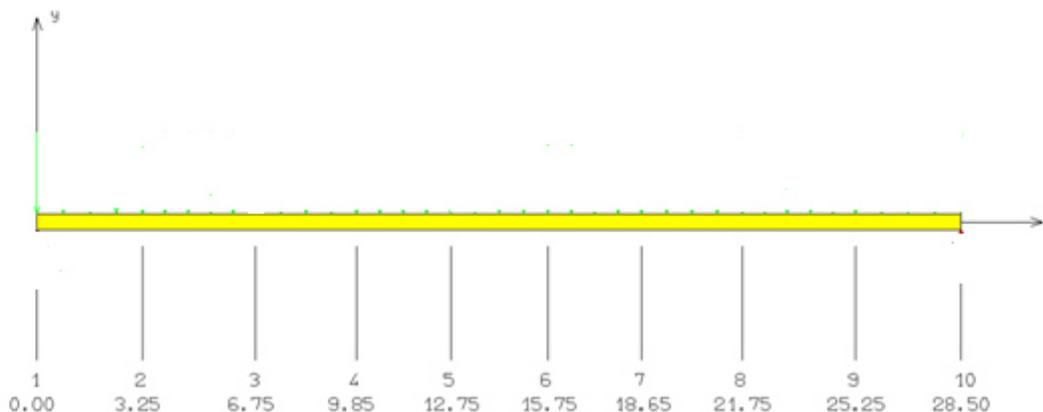


Figure III.8: 1^{ère} type des poutres continues

à ELU : $\implies q_u = 7.4 \text{ KN/m}$.

Moment isostatique :

$$\text{a) } M_{01} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(3.25)^2}{8} = 9,77 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_{02} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(3.5)^2}{8} = 11,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{c) } M_{03} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(3.1)^2}{8} = 8,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{d) } M_{04} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(2.9)^2}{8} = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{e) } M_{05} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(3)^2}{8} = 8,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{f) } M_{06} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(2.9)^2}{8} = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{g) } M_{07} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(3.1)^2}{8} = 8,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{h) } M_{08} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(3.5)^2}{8} = 11,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{i) } M_{09} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.4(3.25)^2}{8} = 9,77 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,47 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{02} = -5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{02} = -4,53 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max (M_{03}, M_{04}) = -3,56 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \max (M_{04}, M_{05}) = -3,33 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -3,33 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -3,56 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -4,53 \text{ KN.m}$$

$$M_I = -5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_J = -1,47 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée de rive : (l=3.25m)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7,32} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{01} = 6,04\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{01}, (1+0.3 \alpha)M_{01} \} - \frac{|M_A+M_B|}{2} = 6,69\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,69 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 5,87\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1+0.3 \alpha)M_{02} \} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 6,80\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,80 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.1m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{03} = 4,61\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{03}, (1+0.3 \alpha)M_{03} \} - \frac{|M_C+M_D|}{2} = 5,29\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,29 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=2.9m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{04} = 4,03\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{04}, (1+0.3 \alpha)M_{04} \} - \frac{|M_D+M_E|}{2} = 4,73\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,73 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{05} = 4,32\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{05}, (1+0.3 \alpha)M_{05} \} - \frac{|M_E+M_F|}{2} = 5,42\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,42 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=2.9m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{06} = 4,03\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{06}, (1+0.3 \alpha)M_{06} \} - \frac{|M_F+M_G|}{2} = 4,73\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,73 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.1m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{07} = 4,61\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{07}, (1+0.3 \alpha)M_{07} \} - \frac{|M_G+M_H|}{2} = 5,29\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,29 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{08} = 5,87\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{08}, (1+0.3 \alpha)M_{08} \} - \frac{|M_H+M_I|}{2} = 6,80\text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,80 \text{ KN.m}$$

Travée de rive : (l=3.25m)

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{09} = 6,04\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{09}, (1+0.3 \alpha)M_{09} \} - \frac{|M_I+M_J|}{2} = 6,69\text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,69 \text{ KN.m}$$

III.2.2.4.Calcul d'effort tranchent**Type 1**

(4) travées d'une longueur de (28,5m) :

a) à ELU : $\implies q_u = 7,4\text{KN/m}$.

Travée de rive : (l=3.25m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.25}{1 + \sqrt{\frac{5,67 + 6,69}{1,47 + 6,69}}} = 1,46 \text{ m} ,$$

$$b = L - a = 3.25 - 1,46 = 1,79\text{m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchent est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,47 + 6,69}{1,46} = -11,18\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{5,67 + 6,69}{1,79} = 13,81\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{4,53 + 6,80}{5,67 + 6,80}}} = 1,79 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,79 = 1,71\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{5,67 + 6,80}{1,79} = -13,93\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,15 + 6,22}{1,71} = 12,13\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,1m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,1}{1 + \sqrt{\frac{3,56 + 5,29}{4,53 + 5,29}}} = 1,59 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,1 - 1,59 = 1,51\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,53 + 5,29}{1,59} = -12,35\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,56 + 5,29}{1,51} = 11,72 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=2,9m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2,9}{1 + \sqrt{\frac{3,33 + 4,73}{3,56 + 4,73}}} = 1,46 \text{ m}$$

$$b = L - a = 2,9 - 1,46 = 1,44 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,56 + 4,73}{1,46} = -11,36 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,33 + 4,73}{1,44} = 11,19 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3}{1 + \sqrt{\frac{3,33 + 5,42}{3,33 + 5,42}}} = 1,50 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3 - 1,50 = 1,50 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,33 + 5,42}{1,50} = -11,67 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,56 + 5,42}{1,50} = 11,97 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=2,9m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2,9}{1 + \sqrt{\frac{3,56 + 4,73}{3,33 + 4,73}}} = 1,44 \text{ m}$$

$$b = L - a = 2,9 - 1,44 = 1,46 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,56 + 4,73}{1,44} = -11,51 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,33 + 4,73}{1,46} = 11,04 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,1m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,1}{1 + \sqrt{\frac{4,53 + 5,29}{3,56 + 5,29}}} = 1,51 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,1 - 1,59 = 1,59 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,56 + 5,29}{1,51} = -11,72 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,53 + 5,29}{1,59} = 12,35 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{5,67 + 6,80}{4,53 + 6,80}}} = 1,71 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,79 = 1,79 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,53 + 6,80}{1,71} = -13,25 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{5,67 + 6,22}{1,79} = 13,28 \text{ KN}$$

Travée de rive : (l=3.25m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.25}{1 + \sqrt{\frac{1,47 + 6,69}{5,67 + 6,69}}} = 1,79 \text{ m} ,$$

$$b = L - a = 3.25 - 1,46 = 1,46 \text{ m}$$

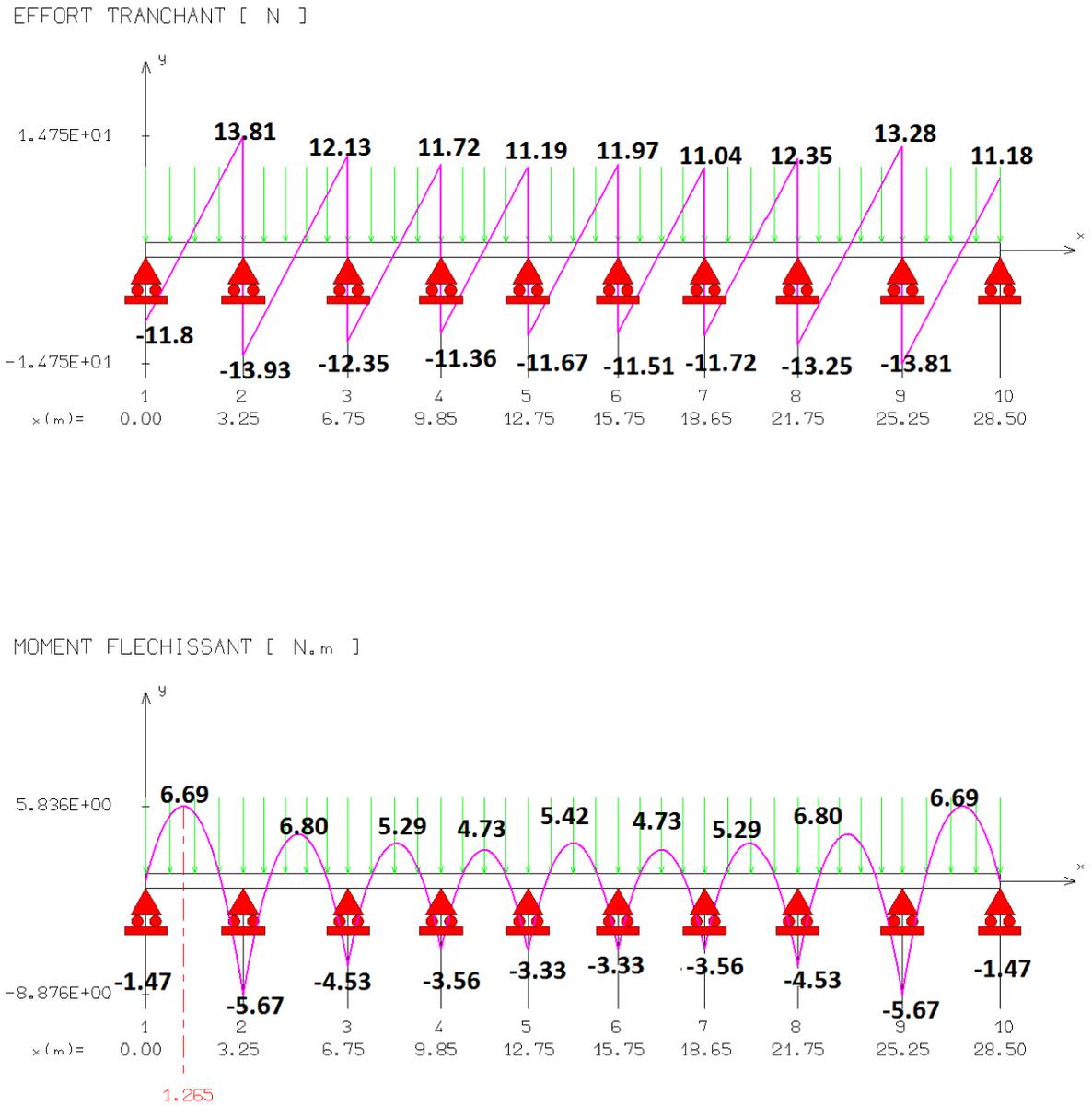
Avec : **(a)** : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{5,67 + 6,69}{1,79} = -13,81 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,47 + 6,69}{1,46} = 11,18 \text{ KN}$$

Tableau III.4 : Des sollicitations a ELU

Travée	1	2	3		4	5	6	7	8	9
l (m)	3.25	3.5	3.1		2.9	3	2.9	3.1	3.5	3.25
M₀ (KN.m)	9,77	11,33	8,89		7,78	8,33	7,78	8,89	11,33	9,77
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0.5	0.15
Ma (KN.m)	-1,47	-5,67	-4,53	-3,56	-3,33	-3,33	-3,56	-4,53	-5,67	-1,47
M_{t1} (kn. m)	6,04	5,87	4,61		4,03	4,32	4,03	4,61	5,87	6,04
M_{t2} (kn. m)	6,69	6,80	5,29		4,73	5,42	4,73	5,29	6,80	6,69
M_t = max(M_{t1}, M_{t2})	6,69	6,80	5,29		4,73	5,42	4,73	5,29	6,80	6,69
V_w (KN)	- 11,18	- 13,93	-12,35		-11,36	-11,67	-11,51	-11,72	-13,25	-13,81
V_e (KN)	13,81	12,13	11,72		11,19	11,97	11,04	12,35	13,28	11,18
a (m)	1,46	1,79	1,59		1,46	1,50	1,44	1,51	1,71	1,79
b (m)	1,79	1,71	1,51		1,44	1,50	1,46	1,59	1,79	1,46



❖ *Figure III.9 : Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant a l ELU*

à ELS : $\implies q_s = 5,41.4\text{KN/m}$.

Moment isostatique :

$$\text{a) } M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(3.25)^2}{8} = 7,14\text{KN.m}$$

$$\text{b) } M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(3.5)^2}{8} = 8,28\text{KN.m}$$

$$\text{c) } M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(3.1)^2}{8} = 6,50\text{KN.m}$$

$$\text{d) } M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(2.9)^2}{8} = 5,69\text{KN.m}$$

$$\text{e) } M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(3)^2}{8} = 6,09\text{KN.m}$$

$$\text{f) } M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(2.9)^2}{8} = 5,69\text{KN.m}$$

$$\text{g) } M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(3.1)^2}{8} = 6,50\text{KN.m}$$

$$\text{h) } M_{08} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(3.5)^2}{8} = 8,28\text{KN.m}$$

$$\text{i) } M_{09} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.41(3.25)^2}{8} = 7,14\text{KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,07 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{02} = -4,14 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{02} = -3,31 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max (M_{03}, M_{04}) = -2,60 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \max (M_{04}, M_{05}) = -2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_f = -2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_g = -2,60 \text{ KN.m}$$

$$M_h = -3,31 \text{ KN.m}$$

$$M_i = -4,14 \text{ KN.m}$$

$$M_j = -1,07 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée de rive : (l=3.25m)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7,32} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{01} = 4,41\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{01}, (1+0.3 \alpha)M_{01} \} - \frac{|M_A+M_B|}{2} = 5,18\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,18 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 4,29\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1+0.3 \alpha)M_{02} \} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 4,97\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,97 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.1m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{03} = 3,37\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{03}, (1+0.3 \alpha)M_{03} \} - \frac{|M_C+M_D|}{2} = 3,87\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3,87 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=2.9m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{04} = 2,95\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{04}, (1+0.3 \alpha)M_{04} \} - \frac{|M_D+M_E|}{2} = 3,45\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3,45 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{05} = 3,15\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{05}, (1+0.3 \alpha)M_{05} \} - \frac{|M_E+M_F|}{2} = 3,95\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3,95 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=2.9m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{06} = 2,95\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{06}, (1+0.3 \alpha)M_{06} \} - \frac{|M_F+M_G|}{2} = 3,45\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3,45 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.1m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{07} = 3,37\text{KN. m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{07}, (1+0.3 \alpha)M_{07} \} - \frac{|M_G+M_H|}{2} = 3,87\text{KN. m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3,87 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{08} = 4,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{08}, (1+0.3 \alpha)M_{08} \} - \frac{|M_H+M_I|}{2} = 4,97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,97 \text{ KN.m}$$

Travée de rive : (l=3.25m)

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{09} = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{09}, (1+0.3 \alpha)M_{09} \} - \frac{|M_I+M_J|}{2} = 5,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,18 \text{ KN.m}$$

III.2.2.4.Calcul d'effort tranchant :

-Type 1

(9) travées d'une longueur de (12.75m) :

b) à ELs : $\implies q_s = 5,41 \text{ KN/m}$.

Travée de rive : (l=3.25m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.25}{1 + \sqrt{\frac{4,14 + 5,18}{1,07 + 5,18}}} = 1,46 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.25 - 1,46 = 1,79 \text{ m}$$

Avec : **(a)** : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,07 + 5,18}{1,46} = -8,56 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,14 + 5,18}{1,79} = 10,41 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{3,31 + 4,97}{4,14 + 4,97}}} = 1,79 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,79 = 1,71 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,14 + 4,97}{1,79} = -10,18 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,31 + 4,97}{1,71} = 9,68 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,1m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,1}{1 + \sqrt{\frac{2,60 + 3,87}{3,31 + 3,87}}} = 1,59 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,1 - 1,59 = 1,51 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,31 + 3,87}{1,59} = -9,03 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2,60 + 3,87}{1,51} = 8,57 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=2,9m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2,9}{1 + \sqrt{\frac{2,44 + 3,45}{2,60 + 3,45}}} = 1,46 \text{ m}$$

$$b = L - a = 2,9 - 1,46 = 1,44 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2,60 + 3,45}{1,46} = -8,29 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2,44 + 3,45}{1,44} = 8,18 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3}{1 + \sqrt{\frac{2,44 + 3,95}{2,44 + 3,95}}} = 1,50 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3 - 1,50 = 1,50 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2,44 + 3,95}{1,50} = -8,52 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2,44 + 3,95}{1,50} = 8,52 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=2,9m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2,9}{1 + \sqrt{\frac{2,60 + 3,45}{2,44 + 3,45}}} = 1,44 \text{ m}$$

$$b = L - a = 2,9 - 1,44 = 1,46 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2,44 + 3,45}{1,44} = -8,18 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2,60 + 3,45}{1,46} = 8,29 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,1m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,1}{1 + \sqrt{\frac{3,31 + 3,87}{2,60 + 3,87}}} = 1,51 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,1 - 1,51 = 1,59 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2,60 + 3,87}{1,51} = -8,57 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,31 + 3,87}{1,59} = 9,03 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{4,14 + 4,97}{3,31 + 4,97}}} = 1,71 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,79 = 1,79 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,31 + 4,97}{1,71} = -9,68 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,14 + 4,97}{1,79} = 10,18 \text{ KN}$$

Travée de rive : (l=3.25m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.25}{1 + \sqrt{\frac{1,07 + 5,18}{4,14 + 5,18}}} = 1,79 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.25 - 1,79 = 1,46 \text{ m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

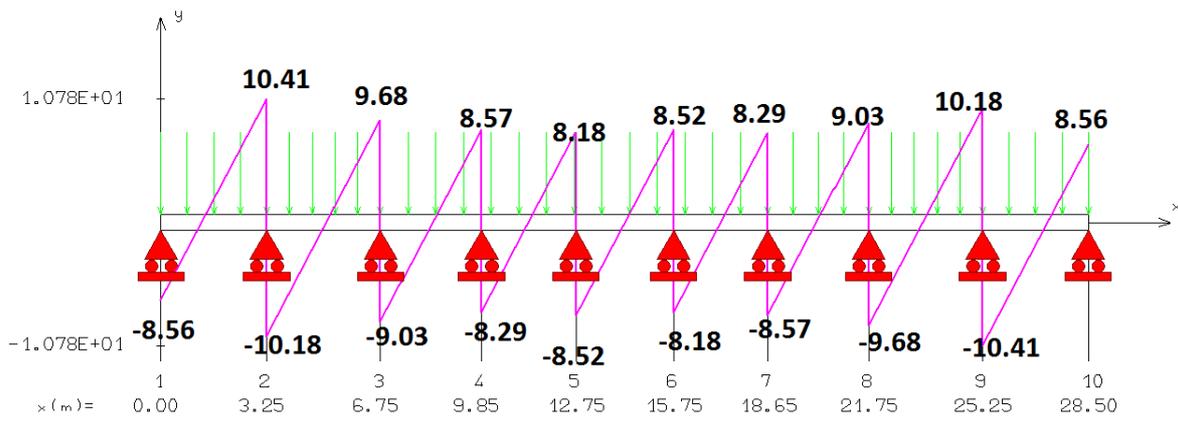
$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,14 + 5,18}{1,79} = -10,41 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,07 + 5,18}{1,46} = 8,56 \text{ KN}$$

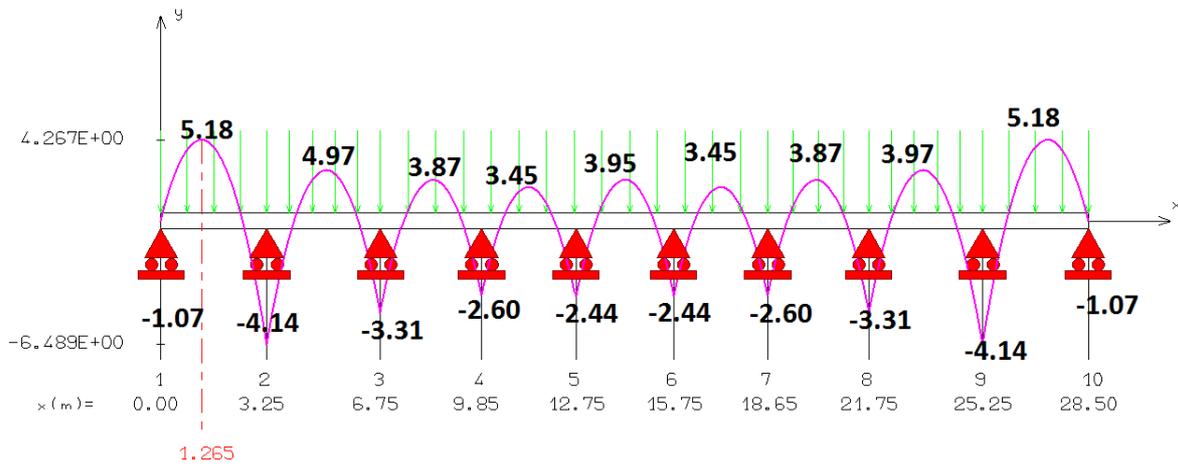
Tableau III.5: Des sollicitations a ELS

Travée	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
l (m)	3.25	3.5	3.1	2.9	3	2.9	3.1	3.5	3.25	
M₀ (KN.m)	7,14	8,28	6,50	5,69	6,09	5,69	6,50	8,28	7,14	
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0.15	
Ma (KN.m)	-1,07	-4,14	-	-2,60	-2,44	-2,44	-2,60	-3,31	-4,14	-1,07
			3,31							
M_{t1} (kn. m)	4,41	4,29	3,37	2,95	3,15	2,95	3,37	4,29	4,41	
M_{t2} (kn. m)	5,18	4,97	3,87	3,45	3,95	3,45	3,87	4,97	5,18	
M_t = max(M_{t1}, M_{t2})	5,18	4,97	3,87	3,45	3,95	3,45	3,87	4,97	5,18	
V_w (KN)	-8,56	-10,18	-9,03	-8,29	-8,52	-8,18	-8,57	-9,68	-10,41	
V_e (KN)	10,41	9,68	8,57	8,18	8,52	8,29	9,03	10,18	8,56	
a (m)	1,46	1,79	1,59	1,46	1,50	1,44	1,51	1,71	1,79	
b (m)	1,79	1,71	1,51	1,44	1,50	1,46	1,59	1,79	1,46	

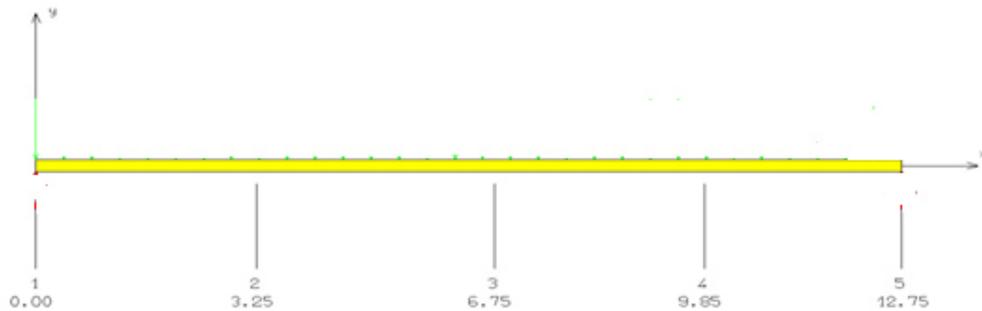
EFFORT TRANCHANT [N]



MOMENT FLECHISSANT [N.m]



❖ *Figure III.10: Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant a ELS:*

Type 2(4) travées d'une longueur (**12,75m**) :**Figure III.11:** 2^{ème} type des poutres continuesà ELU : $\implies q_u = 7.4\text{KN/m}$.Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.4(3.25)^2}{8} = 9,77\text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.4(3.5)^2}{8} = 11,33\text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.4(3.1)^2}{8} = 8,89\text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.4(2.9)^2}{8} = 7,78\text{KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,47 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{02} = -5,67\text{KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{02} = -4,53\text{KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \max (M_{03}, M_{04}) = -4,45\text{KN.m}$$

$$M_E = -0.15 M_{04} = -1,17\text{KN.m}$$

Moment en travée :**Travée de rive : (l=3.25m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7,32} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha)M_{01} = 6,04\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{ 1.05 M_{01}, (1 + 0.3 \alpha)M_{01} \} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 6,69\text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,69 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 5,87\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1+0.3 \alpha)M_{02} \} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 6,80\text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,80 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.1m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{03} = 4,61\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{03}, (1+0.3 \alpha)M_{03} \} - \frac{|M_C+M_D|}{2} = 4,84\text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,84 \text{ KN.m}$$

Travée de rive : (l=2.9m)

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{04} = 4,81\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{04}, (1+0.3 \alpha)M_{04} \} - \frac{|M_D+M_E|}{2} = 5,36\text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,36 \text{ KN.m}$$

III.2.2.4.Calcul d'effort tranchent

Type 1

(4) travées d'une longueur de (25m) :

a) à ELU : $\implies q_u = 7,4\text{KN/m}$.

Travée de rive : (l=3.25m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,25}{1 + \sqrt{\frac{5,67+6,69}{1,47+6,69}}} = 1,46 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,25 - 1,46 = 1,79\text{m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchent est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,47+6,69}{1,46} = -11,18\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{5,67+6,69}{1,79} = 13,81\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{4,53+6,80}{5,67+6,80}}} = 1,79 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,79 = 1,71\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{5,67+6,80}{1,79} = -13,93\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,15+6,22}{1,71} = 12,13\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,1m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,1}{1 + \sqrt{\frac{4,45 + 4,84}{4,53 + 4,84}}} = 1,55\text{m}$$

$$b = L - a = 3,1 - 1,55 = 1,55\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,53 + 4,84}{1,55} = -12,09\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,45 + 4,84}{1,55} = 11,99\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=2,9m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2,9}{1 + \sqrt{\frac{1,17 + 5,36}{4,45 + 5,36}}} = 1,60\text{ m}$$

$$b = L - a = 2,9 - 1,60 = 1,3\text{m}$$

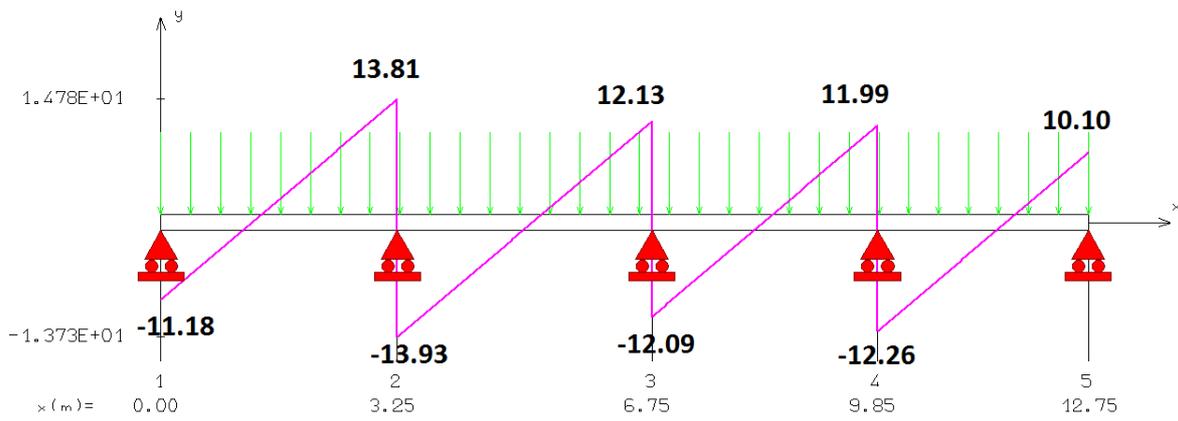
$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,45 + 5,36}{1,60} = -12,26\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,17 + 5,36}{1,3} = 10,10\text{KN}$$

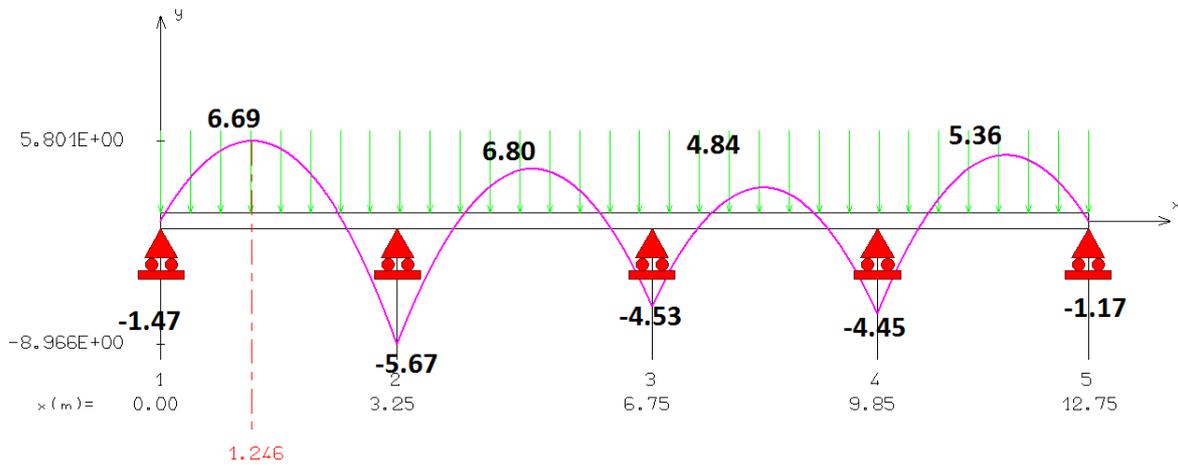
Tableau III.6: Des sollicitations a ELU

Travée	1	2	3	4	
l (m)	3.25	3.50	3.10	2.90	
M₀ (KN.m)	9,77	11,33	8,89	7,78	
N° d'appuis	1	2	3	4	5
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,4	0.5	0.15
Ma(KN.m)	-1,47	-5,67	-4,53	-4,45	-1,17
M_{t1}(kn. m)	6,04	5,87	4,61	4,81	
M_{t2}(kn. m)	6,69	6,80	4,84	5,36	
M_t = max(M_{t1}, M_{t2})(kn. m)	6,69	6,80	4,84	5,36	
V_w(KN)	-11.18	-13,93	-12,09	-12.26	
V_e (KN)	13.81	12,13	11,99	10,10	
a (m)	1,46	1,79	1,55	1,60	
b (m)	1,79	1,71	1,55	1,3	

EFFORT TRANCHANT [N]



MOMENT FLECHISSANT [N.m]



❖ *Figure III.12: Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant a ELU*

Type 2(4) travées d'une longueur (**12,75m**) :à ELS : $\implies q_u = 5,41 \text{ KN/m}$.Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{q l^2}{8} = \frac{5,41(3,25)^2}{8} = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q l^2}{8} = \frac{5,41(3,5)^2}{8} = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q l^2}{8} = \frac{5,41(3,1)^2}{8} = 6,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q l^2}{8} = \frac{5,41(2,9)^2}{8} = 5,69 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0,15 M_{01} = -1,07 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_{01}, M_{02}) = -0,5 M_{02} = -4,14 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max(M_{02}, M_{03}) = -0,4 M_{02} = -4,53 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,5 \max(M_{03}, M_{04}) = -3,31 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,15 M_{04} = -0,85 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :**Travée de rive : (l=3,25m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7,32} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0,6 + 0,15\alpha) M_{01} = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{ 1,05 M_{01}, (1 + 0,3\alpha) M_{01} \} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 4,89 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,89 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0,5 + 0,15\alpha) M_{02} = 4,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{ 1,05 M_{02}, (1 + 0,3\alpha) M_{02} \} - \frac{|M_B + M_C|}{2} = 4,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,36 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,1m)

$$M_{t1} = (0,5 + 0,15\alpha) M_{03} = 3,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{ 1,05 M_{03}, (1 + 0,3\alpha) M_{03} \} - \frac{|M_C + M_D|}{2} = 2,91 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3,37 \text{ KN.m}$$

Travée de rive : (l=2.9m)

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{04} = 0,53\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{04}, (1+0.3 \alpha)M_{04} \} - \frac{|M_D+M_E|}{2} = -1,19\text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 0,53 \text{ KN.m}$$

III.2.2.4.Calcul d'effort tranchent

Type 1

(4) travées d'une longueur de (12.75m) :

a) à ELS: $\implies q_s = 5,41\text{KN/m}$.

Travée de rive : (l=3.25m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,25}{1 + \sqrt{\frac{4,14 + 4,89}{1,07 + 4,89}}} = 1,46 \text{ m} ,$$

$$b = L - a = 3,25 - 1,46 = 1,79\text{m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,07 + 4,89}{1,46} = -8,16\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,14 + 4,89}{1,79} = 10,09\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{4,53 + 4,36}{4,14 + 4,36}}} = 1,73 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,73 = 1,77\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,14 + 4,36}{1,73} = -9,83\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,53 + 4,36}{1,77} = 10,05\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,1m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,1}{1 + \sqrt{\frac{3,31 + 3,37}{4,53 + 3,37}}} = 1,61\text{m}$$

$$b = L - a = 3,1 - 1,61 = 1,49\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,53 + 3,37}{1,61} = -9,81\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,31 + 3,37}{1,49} = 8,97\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=2,9m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2,9}{1 + \sqrt{\frac{0,85 + 0,53}{3,31 + 0,53}}} = 1,81 \text{ m}$$

$$b = L - a = 2,9 - 1,81 = 1,09\text{m}$$

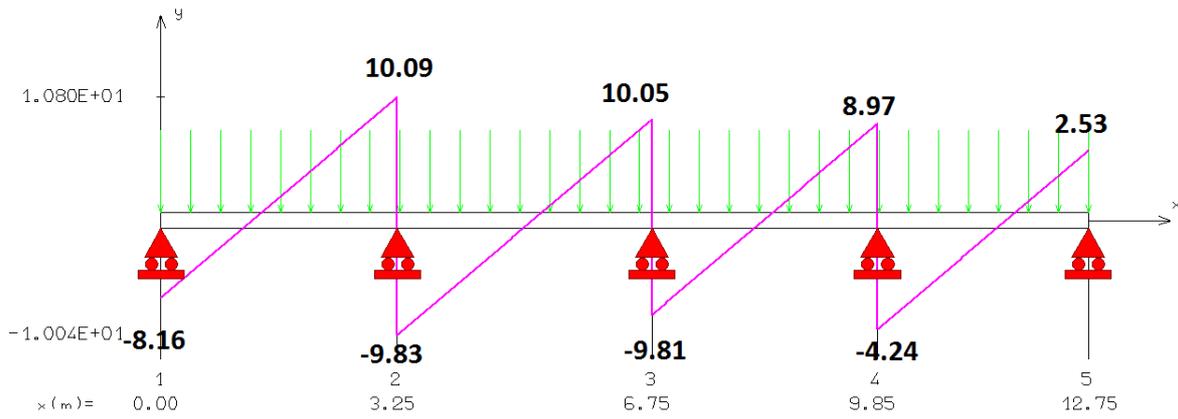
$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,31 + 0,53}{1,81} = -4,24 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{0,85 + 0,53}{1,09} = 2,53 \text{ KN}$$

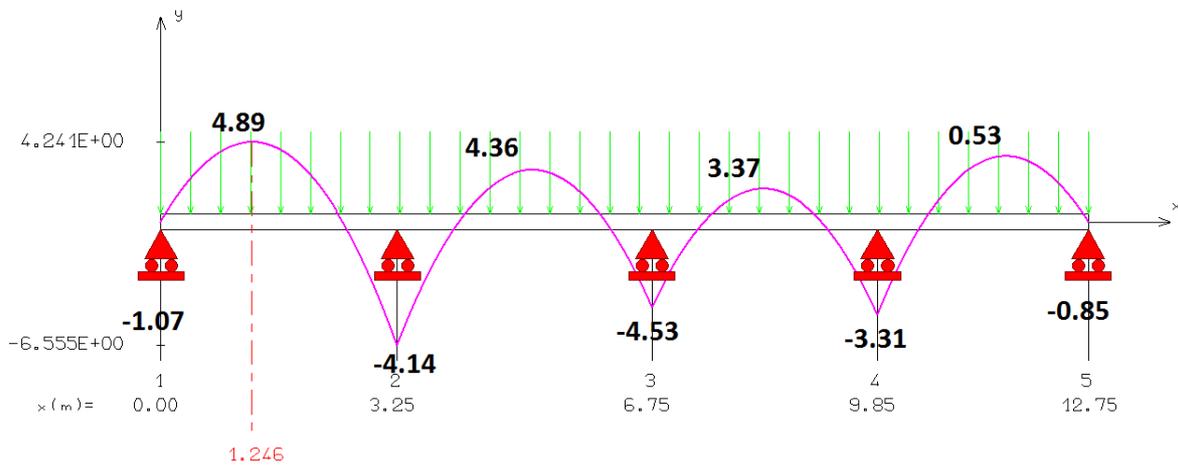
Tableau III.7: Des sollicitations a ELS

Travée	1	2	3		4
l (m)	3.25	3.50	3.10		2.90
M₀ (KN.m)	7,14	8,28	6,5		5,69
N° d'appuis	1	2	3	4	5
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,4	0.5	0.15
Ma(KN.m)	-1,07	-4,14	-4,53	-3,31	-0,85
M_{t1}(kn. m)	4,41	4,29	3,37		0,53
M_{t2}(kn. m)	4,89	4,36	2,91		-1,19
M_t = max(M_{t1}, M_{t2})(kn. m)	4,89	4,36	3,37		0,53
V_w(KN)	-8,16	-9,83	-9,81		-4,24
V_e (KN)	10,09	10,05	8,97		2,53
a (m)	1,46	1,73	1,61		1,81
b (m)	1,79	1,77	1,49		1,09

EFFORT TRANCHANT [N]



MOMENT FLECHISSANT [N.m]



❖ *Figure III.13: Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant a ELS:*

III.3.4.Calcul du ferrailage:

III.3.4.1.Calcul des armatures longitudinales:

➤ à l' E.L.U

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable :

$$M_t = 6,80 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 13,81 \text{ KN}$$

$$b = 0.65 \text{ m}; b_0 = 0.12 \text{ m}; h_0 = 0.04 \text{ m}; h = 0.2 \text{ m}; d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

➤ En travée

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max :

$$M_{t \max} = 6,80 \text{ KN.m}$$

✓ Moment de référence

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.20 = 0.369 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.18 - \frac{0.04}{2} = 0.16 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0.05907 \text{ N.m} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 59,07 \text{ KN.m} > 13,34 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b =65cm et h=20cm .

❖ Calcul A_s

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6,80 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.0227$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \Rightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0227 < \mu_u = 0.392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Section d'armature :**

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0227}$$

$$\beta_u = 0,02296$$

$$A_s = 0,02296 \times 65 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 1,1 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte : \Rightarrow **2T12 = 2,26 cm²**

Tableau III.8: Les armatures longitudinales choisie(en travée)

Type	M _{u(max)} (KN.m)	μ _{bu}	A' _s (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
Résulta	6,80	0.0227	0	1.1	3T12	3.39

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 5,67 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm².

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,67 * 10^{-3}}{0.12 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.1030$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{\frac{400}{1.15}}{200000} * 1000 \Rightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.1030 < \mu_u = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Section d'armature :**

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1030}$$

$$\beta_u = 0,1090$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = 0.1090 \times 12 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte \Rightarrow **2T12 = 2.26 cm²**

Tableau III.9: Les armatures longitudinales choisie (aux appuis)

Type	M _{ua} (max) (KN.m)	μ _{bu}	A' _s (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix Des barres	A _s adopté (cm ²)
Résultats	3,395	0,1030	0	0,96	2T12	2.26

III.3.4.2. Calcul des armatures transversales:**a) Le diamètre minimal des armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right] \rightarrow \phi \leq \min [0,57; 1,2; 10] = 0,57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

b)- La section d'armatures transversales :

On choisira un cadre de $\phi 8$, donc :

$$A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les cadres (BAEL91/99 Art. A.5.1.22)

$$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

❖ Vérification à l'ELU**1. Vérification de la condition de non fragilité****• Aux appuis**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

• En travée

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

2. Vérification au cisaillement (BAEL91/99 Art .A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 13,81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13,81 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.640 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.640 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9d \Sigma U_i} \text{ avec } : \Sigma U_i : \text{La somme des perimetre utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9d \Sigma U_i} = \frac{13,81 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.754 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.754 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

⇒ La Condition est vérifiée Il n'y a pas risque d'entraînement.

4).La longueur de scellement

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right)$$

Avec:

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : Coefficient de scellement des barres égale a 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right) = \left(\frac{1.2}{4} \right) \times \left(\frac{400}{2.83} \right) = 50.42 \text{ cm}$$

$$L_s = 50.42 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm (la largeur de la poutre).}$$

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91/99 (Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 \times l_s = 20,168 \text{ cm} \Rightarrow \text{On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à } 45^\circ \text{).}$$

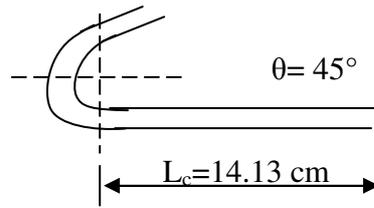


Figure III.14: L'ancrage des barres

❖ Vérification à l'ELS

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

1) Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = KxY$)

En travée :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 5,18 \text{ KN.m} \quad d = 18 \text{ cm}$$

Avec :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; c = c' = 2 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{65y^2}{2} + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 18) = 0$$

$$y_1 = 4,58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65}{3} 4,58^3 + 15 \times 3.39 (18 - 4,58)^2 = 11239,46 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5,18 \times 10^6}{11239,4 \times 10^4} = 0,046 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,046 \times 4,58 \times 10 = 2,1068 < 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Cv}$$

Appui :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \quad A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 4,53 \text{ KN.m} \quad d = 18 \text{ cm}$$

Avec :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; c = c'; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{65y^2}{2} + 15(2,26)y - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$y_1 = 4,88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65}{3} 4,88^3 + 15 \times 3,39(18 - 4,88)^2 = 11271,01 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4,53 \times 10^6}{11271,01 \times 10^4} = 0,040 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,040 \times 4,88 \times 10 = 1,95 < 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Cv}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton

Position	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
travée	5,18	3,39	4,58	11239,46	2,1068	CV
Appui	4,53	2,26	4,88	11271,01	1,95	CV

2) Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.05 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.05 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0031 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 350 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 5,18 \text{ KN.m} ; M_{0, \text{ser}} = 8,28 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} ; \Delta f = f_v - f_i$$

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} ; f_i = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} ; I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Avec :

fi: La flèche sous charge de faible durée d'application.

fv : La flèche sous charge de longue durée d'application.

Ei: Module de déformation instantanée du béton.

Ev: Module de déformation différée du béton.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} ; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} ; u = \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

Calcul du Moment d'inertie I₀ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.11: Résultats de calcul de la flèche

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	OBS
47106.13	0.0029	7.24	2.9	0.401	13275.32	21779.15	0.149	0.269	cv

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0.149 \text{ cm} \\ f_v = 0.269 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.12 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{350}{1000} + 0.5 = 0.85 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.12 \text{ cm} < \bar{f} = 0.85 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.Vérifiée.}$$

III.3.4.3. Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
- 30 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}).

La section minimale des armatures doit être :

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$; A_{\parallel} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- $A_{\perp} \geq 200 f_e$ Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{\parallel} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

$$f_e = 400 \text{ MPa}.$$

a) **Armature perpendiculaire aux nervures :**

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{65}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1.41}{2} \Rightarrow A_{\parallel} \geq 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\parallel} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Conclusion:

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

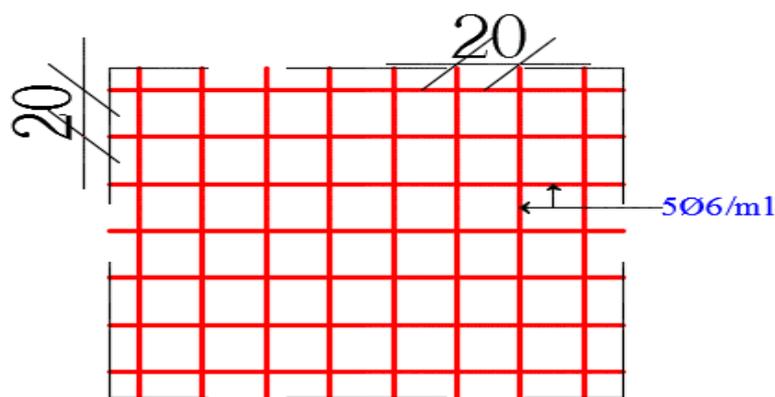


Figure III.15: Schéma de ferrailage

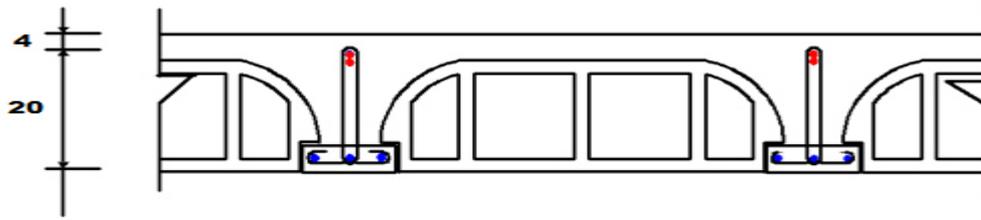


Figure III.16: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

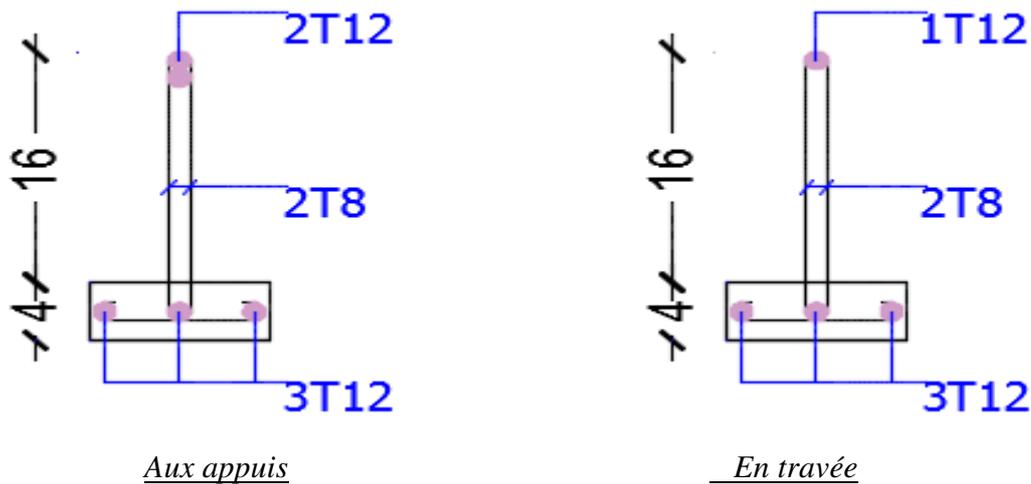


Figure III.17: Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).

III.3. Les Balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, il se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre
- La charge d'exploitation
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids propre du mur extérieur, le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.3.1. Evaluation des charges:

- Charge permanente : $G=5.71\text{KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q=3.50\text{KN/m}^2$.
- Charge concentrée : (poids du mur)

Le mur contient :

La charge du mur en maçonnerie $G_{\text{mur}} : (244*(3.06-0.4)) = 649.04 \text{ kg/ml} = 6.5 \text{ KN/ml}$

III.3.2. Combinaison de charge:

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } q_s = G + Q \end{cases}$$

III.3.3.- Sollicitation de calcul :

ELU :

$$G_u = 1.35 * G_{\text{balcon}} + 1.5 * Q_{\text{balcon}}$$

$$G_u = 1.35 * 5.71 + 1.5 * 3.50$$

$$G_u = \mathbf{13.0 \text{ KN/ml}}$$

$$P_u = 1.35 * G_{\text{maç}}$$

$$P_u = 1.35 * 6.5$$

$$P_u = \mathbf{8.8 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$G_{\text{ser}} = G_{\text{balcon}} + Q_{\text{balcon}}$$

$$G_{\text{ser}} = 5.71 + 3.50$$

$$G_{\text{ser}} = \mathbf{9.21 \text{ KN/ml}}$$

$$P_{\text{ser}} = G_{\text{maç}}$$

$$P_{\text{ser}} = \mathbf{6.5 \text{ KN/ml}}$$

La figure ci-dessous représente toutes les charges appliquées au balcon :

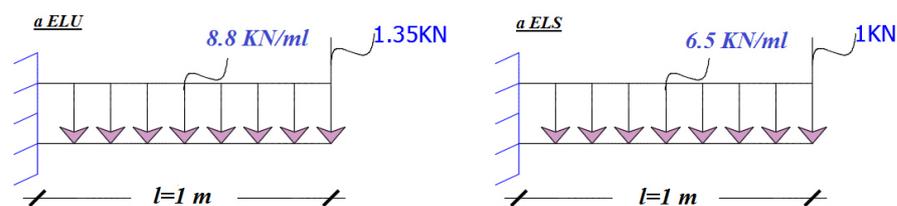


Figure III.18: Schéma statique d'un balcon

III.3.4. Calcul du ferrailage:

Le calcul du ferrailage des balcons s'effectue en flexion simple à l'ELU et à l'ELS en considère une bande de 1m de largeur.

-Ferrailage à l'ELU :

$$M_u = \frac{G_u * l^2}{2} + P_u * l$$

$$M_u = \frac{13.0 * 1.35^2}{2} + 8.8 * 1.35$$

$$M_u = 11.85 + 11.18$$

$$M_u = 23.03 \text{ KN.m}$$

III.3.4.1. Armatures longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.03 * 10^{-2}}{1 * 0.144^2 * 14.17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.078$$

Avec : $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ et $d = 0.9h = 0.9 * 0.16$; $d = 0.144 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = 0.078 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{‰} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.078}) \Rightarrow \alpha = 0.1022$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.144(1 - 0.4 * 0.1022) \Rightarrow z = 0.138 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{23.03 * 10^{-2}}{0.138 * 347.83} \Rightarrow A_s = 4.794 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adop}} = \mathbf{5T12/ml} \text{ avec un espacement } e = 20 \text{ cm}$$

III.3.4.2. Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_s}{4} = \frac{4.794}{4} \Rightarrow A_{\text{rep}} = 1.1985 \text{ cm}^2$$

On prend **3T8/ml** avec un espacement de 30 cm

III.3.5. Les vérifications:

3.5.1. Vérification à ELU:

.Ferrailage minimale « Condition de Non Fragilité »:

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 * 1 * 0.144 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{CNF}} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.794 \text{ cm}^2 > A_{\text{CNF}} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Ferrailage transversal :

$$V_{u \text{ max}} = G_u * l + P_u$$

$$V_{u \text{ max}} = 13.0 * 1.35 + 8.8$$

$$V_{u \text{ max}} = 26.35 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \geq \tau = \frac{V_u}{b * d} = \frac{26.35 * 10^{-2}}{1 * 0.144} = 0.183 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Espacement maximal :

Le **CBA93/ Art A 7.2.4.2** exige que l'espacement maximal doit être compris entre $3h_0$ et 33cm.

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 * 16; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis : **BAEL 91/ Art.**

A.6.1.3

$$\tau_{ser} = \frac{V_{max}}{0.9*d*\sum U_i} \leq \tau_{ser} = \Psi_s * f_{tj} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{max} = 27.5 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 5 * \pi * 1.2 = 18.85 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.75}{0.9*0.144*18.85} = 1.126 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

-Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 * (\psi_s^2) * f_{t28} \Rightarrow \tau_s = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 \Rightarrow \tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi * 400}{4 * 2.835} \Rightarrow L_s = 35.27\phi$$

Le **BAEL** limite $L_s = 40\phi$ lorsqu'en utilise $f_e = 400 \text{ MPa}$ Donc : $L_s = 40\phi$

-Vérifications de la contrainte de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * V_{max}}{b * d} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * 26.35}{1.35 * 0.144} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25$$

$$\sigma_{bc} = 0.271 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

-Ferrailage à l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{G_{ser} * l^2}{2} + P_{ser} * l$$

$$M_u = \frac{9.21 * 1.35^2}{2} + 6.5 * 1.35$$

$$M_u = 8.40 + 8.8$$

$$M_u = 17.2 \text{ KN.m}$$

3.5.2. Vérification à ELS:

-Armatures longitudinales :

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} * 400; 110\sqrt{1.6 * 2.1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(201.63; 266.67) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1.72 * 10^{-2}}{1 * 0.144^2 * 15} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0553$$

Avec : $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ et $d = 0.9h = 0.9 * 0.16$; $d = 0.144 \text{ m}$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 * 15}{15 * 15 + 201.63} \Rightarrow \alpha_r = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2 * \left(\frac{1-\alpha_r}{3}\right)} = \frac{0.527}{2 * \left(\frac{1-0.527}{3}\right)} \Rightarrow \mu_{rb} = 1.674$$

$$\mu_{ser} = 0.0553 < \mu_{rb} = 1.674 \Rightarrow A'_u = 0$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) \Rightarrow z = d \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) \Rightarrow z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z * \bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_s = \frac{17.2 * 10^{-2}}{0.119 * 201.63} \Rightarrow A_s = 7.188 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adop} = 8T12 /_{ml} \text{ avec un espacement } e = 12.5 \text{ cm}$$

-Armatures de répartition:

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_s}{4} = \frac{7.188}{4} \Rightarrow A_{\text{rep}} = 1.797 \text{ cm}^2$$

On prend **5T8/ml** avec un espacement de 20 cm

-Ferrailage minimale « Condition de Non Fragilité »

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 * 1 * 0.144 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{CNF}} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.794 \text{ cm}^2 > A_{\text{CNF}} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

. Tableau III.12: Tableau récapitulatif du ferrailage du balcon à l'ELU

	M_u (MN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)	esp (cm)
ELU	0.02303	0.078	0.1022	0.13 8	4.794	1.739	5T12	5.65	20

. Tableau III.13: Tableau récapitulatif du ferrailage du balcon à l'ELS

	M_{SER} (MN.m)	μ_{ser}	α_r	Z (m)	A_s (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)	esp (cm)
ELS	0.0172	0.0553	0.527	0.1 19	7.187	1.74	8T12	9.05	15

Donc on prend un ferrailage de 8T12 avec un espacement de e=15cm

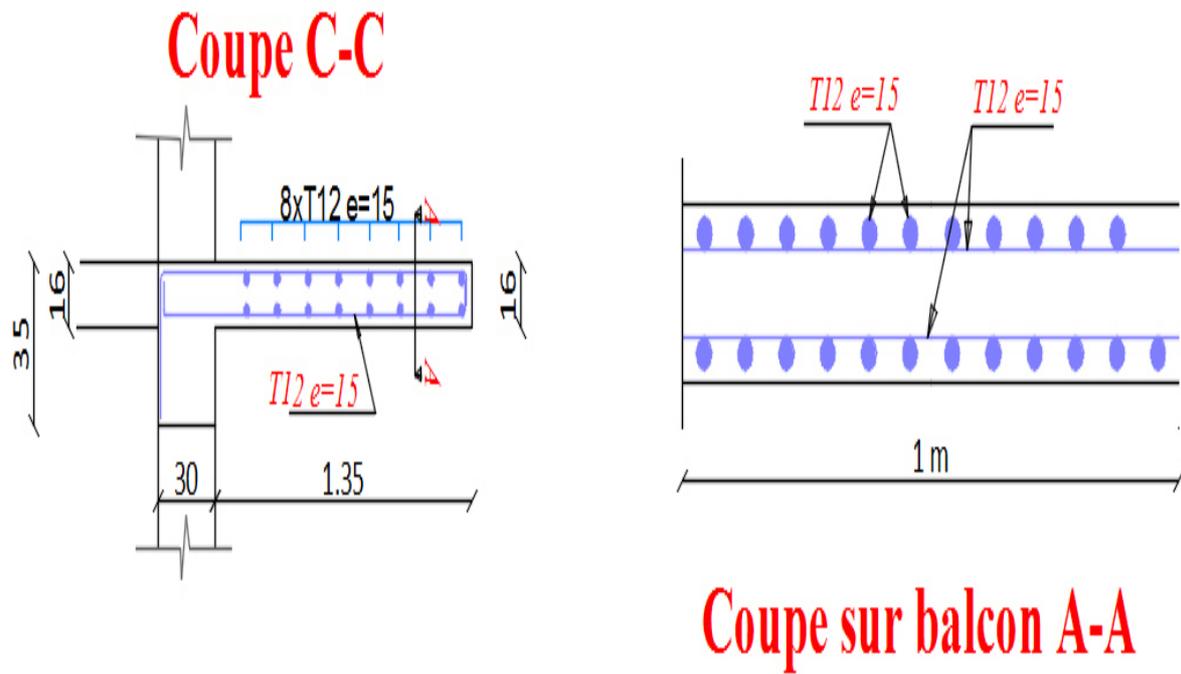


Figure III.19 : Schéma de ferrailage du balcon

III.4.Escalier:

L'escalier est calculé à la flexion simple et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

L'escalier est le moyen usuel qui permet d'accéder, à l'aide de suite de marches, à de différents niveaux. Pour notre bâtiment, on a deux différents types d'escaliers :

- ✓ Escaliers du Sous-sol et le RDC.
- ✓ Escaliers des étages courants.
- ✱ **Escaliers du Sous-sol et RDC :**

Il est composé de deux paillasse de charge $G_1 = 884.5 \text{ kg/m}^2$ et d'un palier de charge $G_2 = 671 \text{ kg/m}^2$ avec une charge d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2$, quand a l'épaisseur de la palliasse = **20cm**.

- ✱ **Escaliers d'étage courant :**

Il est composé de deux paillasse de charge $G_1 = 757 \text{ kg/m}^2$ et d'un palier de charge $G_2 = 546 \text{ kg/m}^2$ avec une charge d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2$, quand a l'épaisseur de la palliasse $e = 15 \text{ cm}$.

III.4.1.Evaluation des charges:

Les escaliers sont des éléments bien protégés dans le bâtiment, et leur calcul se fera en fissuration préjudiciable donc on calcul à l'état limite ultime ELU les actions suivantes :

Sur une bande de 1m, on a :

$$G_{\text{ultime}} = 1.35G_{\text{poids propre}} + 1.5Q_{\text{charge d'exploitation}}$$

III.4.2.1^{ère} type d'escalier (Escaliers du Sous-sol et RDC) :

-Paillasse :

1.Combinaison des charges:

$$G_{\text{paillasse}} = 1.35(G_{\text{paillasse}} + G_{\text{garde corps}}) + 1.5Q_{\text{esaclier}}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 1.35 * 786.75 + 1.5 * 250$$

$$G_{\text{paillasse}} = 1437.11 \text{ kg/ml}$$

-Palier :

$$G_{\text{palier}} = 1.35G_{\text{palier}} + 1.5Q_{\text{esacrier}}$$

$$G_{\text{palier}} = 1.35 * 571 + 1.5 * 250$$

$$G_{\text{palier}} = 1145.85 \text{ kg/ml}$$

-Poids de mur

$$G_{\text{mur}} = 1.35G_{\text{mur}} * h_{\text{mur}}$$

$$G_{\text{mur}} = 1.35 * 244 * (2.55 - 0.20)$$

$$G_{\text{mur}} = 774.09 \text{ kg/ml}$$

-Escaliers d'étages courants :**-Paillasse :**

$$G_{\text{paillasse}} = 1.35(G_{\text{paillasse}} + G_{\text{garde corps}}) + 1.5Q_{\text{esacrier}}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 1.35 * 786.75 + 1.5 * 250$$

$$G_{\text{paillasse}} = 1437.11 \text{ kg/ml}$$

-Palier :

$$G_{\text{palier}} = 1.35G_{\text{palier}} + 1.5Q_{\text{esacrier}}$$

$$G_{\text{palier}} = 1.35 * 571 + 1.5 * 250$$

$$G_{\text{palier}} = 1145.85 \text{ kg/ml}$$

-Poids de mur

$$G_{\text{mur}} = 1.35G_{\text{mur}} * h_{\text{mur}}$$

$$G_{\text{mur}} = 1.35 * 244 * (2.55 - 0.20)$$

$$G_{\text{mur}} = 774.09 \text{ kg/ml}$$

Le calcul se fait en tonne/ml

2. Calcul du ferrailage de l'escalier:

-Escaliers du sous-sol et RDC:

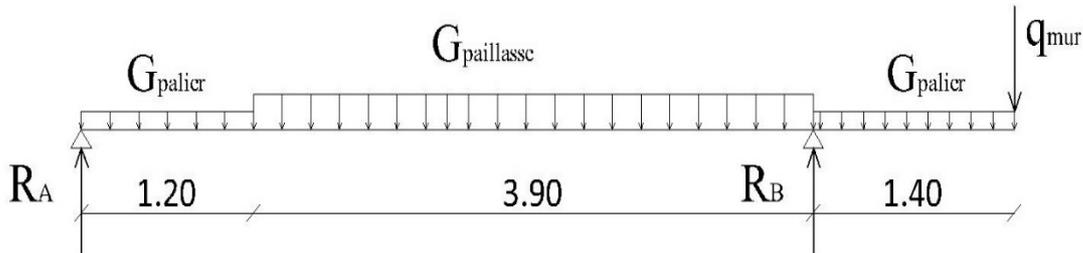


Figure III.20: Charge revenant à l'escalier du RDC et Sous-Sol

Avec : $R_A = 3.44 \text{ t}$ $R_B = 7.31 \text{ t}$

Ferrailage longitudinal

L'escalier est calculé en flexion simple à l'ELU parce qu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considéré comme préjudiciables.

Moment max. = 6.37 t.m

Effort Tranchant max. = 4.7404 t

-Ventilation des moments

-Sur appuis : $M_{\text{appui}} = 0.3M_{u \text{ max}} = 1.911 \text{ t.m}$

-En travée : $M_{\text{travée}} = 0.8M_{u \text{ max}} = 5.096 \text{ t.m}$

-Le calcul du ferrailage principal

L'escalier est calculé comme une dalle appuyé sur deux cotés en flexion simple en suivant les étapes :

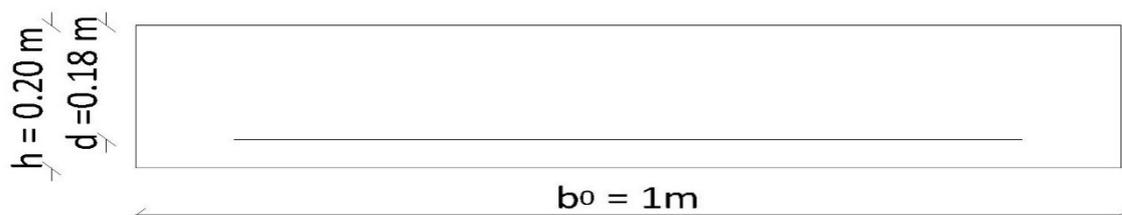


Figure III.21: Section droite sur la paillasse

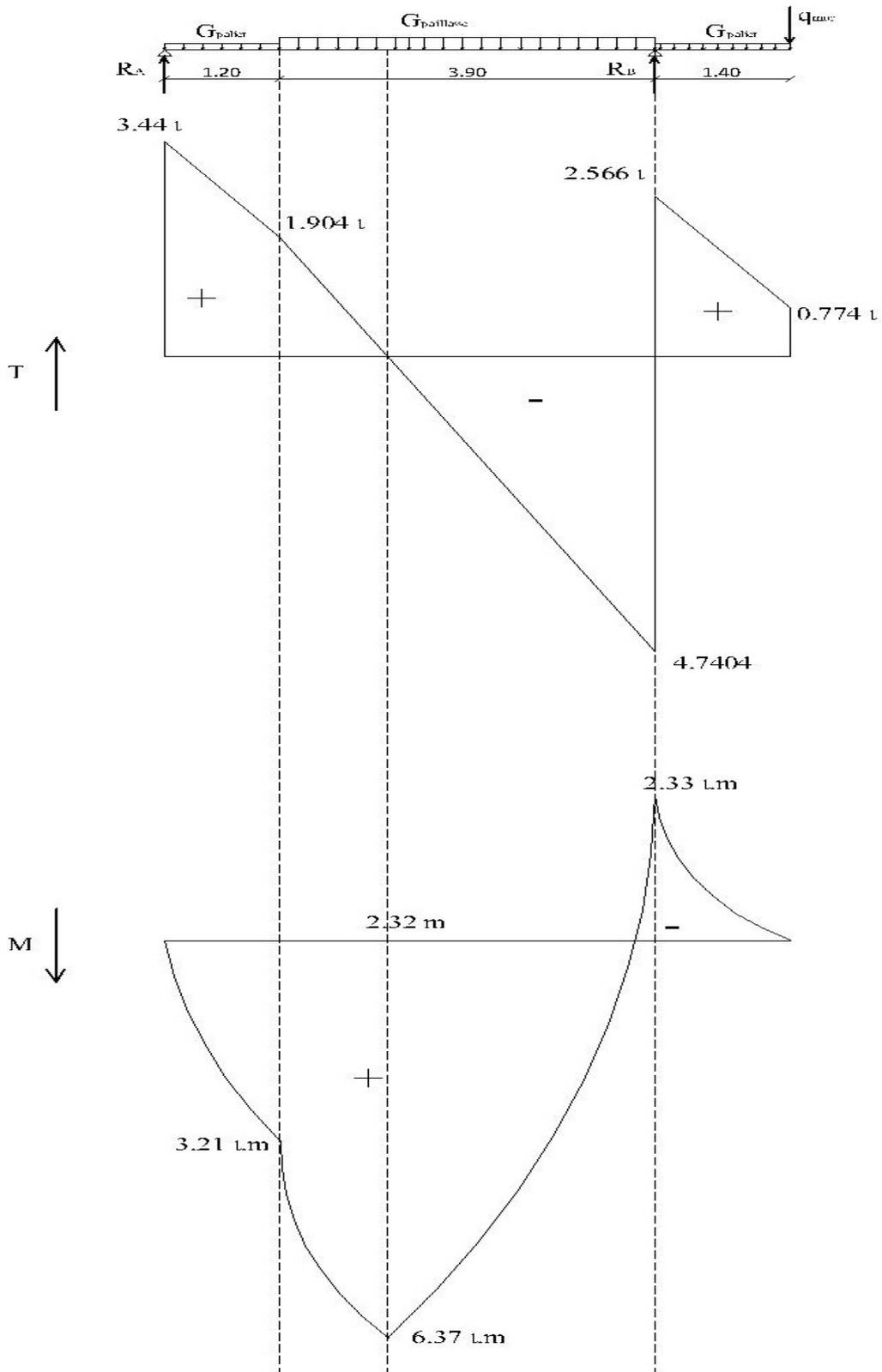


Figure III.22 : Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant revenant à l'escalier du RDC et Sous-Sol

-Sur appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1.911 * 10^{-2}}{1 * 0.18^2 * 14.17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0416$$

Avec : $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ et $d = 0.9h = 0.9 * 0.2$; $d = 0.18 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = 0.0416 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{‰} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0416}) \Rightarrow \alpha = 0.0514$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.180(1 - 0.4 * 0.0514) \Rightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.911 * 10^{-2}}{0.176 * 347.83} \Rightarrow A_s = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adop} = \mathbf{4T10/ml}$$

-En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.096 * 10^{-2}}{1 * 0.18^2 * 14.17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.111$$

Avec : $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ et $d = 0.9h = 0.9 * 0.2$; $d = 0.18 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = 0.111 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{‰} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.111}) \Rightarrow \alpha = 0.147$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.180(1 - 0.4 * 0.147) \Rightarrow z = 0.169 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{5.096 * 10^{-2}}{0.169 * 347.83} \Rightarrow A_s = 8.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adop} = \mathbf{8T12/ml}$$

-Armatures de répartition

-Sur appuis

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.12}{4} \Rightarrow A_{rep} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On prend **4T10/ml** avec un espacement de 15 cm

-En travée

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{8.65}{4} \Rightarrow A_{rep} = 2.1625 \text{ cm}^2$$

On prend **4T10/ml** avec un espacement de 15 cm

-Ferrailage minimale « Condition de Non Fragilité »

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{CNF} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{CNF} = 2.1735 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appuis}} = 3.12 \text{ cm}^2 > A_{CNF} = 2.1735 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 8.65 \text{ cm}^2 > A_{CNF} = 2.1735 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Tableau III.14 : Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers RDC et Sous-sol

	Mu (MN,m)	Ubu	a	Z	As (cm²/ml)	Aado p (cm²/ml)	Amin (cm²/ml)	Arép(cm²/ml)	Aadop(cm²/ml)
appuis	0,0138	0,013	0,01682	0,268	1,479	4T10	0,370	3,260	4T10
travée	0,0368	0,036	0,045	0,265	3,991	4T12	0,998	3,260	4T10

- Ferrailage transversal

Selon le **BAEL 91/ Art. A.5.22** les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

☞ Pas de reprise de bétonnage.

☞ $\bar{\tau} \leq \tau$

Dans notre cas :

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \geq \tau = \frac{V_u}{b * d} = \frac{4.7404 * 10^{-2}}{1 * 0.18} = 0.263 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Espacement maximal:

Le **CBA93/ Art A 7.2.4.2** exige que l'espacement maximal doit être compris entre $3h_0$ et 33cm.

☞ $S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 * 20; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

☞ En travée : $S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ c'est vérifié

☞ Sur appuis : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ c'est vérifié

-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :**BAEL 91/ Art. A.6.1.3**

$$\tau_{ser} = \frac{V_{max}}{0.9 * d * \sum U_i} \leq \tau_{ser} = \Psi_s * f_{tj} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{max} = 4.7404 \text{ t}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 1 = 12.57 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{4.7404}{0.9 * 0.18 * 12.57} = 2.33 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$
 La condition est vérifiée.

-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**BAEL91 /Art A.5.1.3.21****-Influence sur le béton**

$$V_{\max} = 0.0474 \text{ MPa} \leq 0.4 * b * d * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{\max} = 0.0474 \text{ MPa} \leq 0.4 * 1 * 0.18 * \frac{25}{1.5}$$

$$V_{\max} = 0.0474 \text{ MPa} \leq 1.2 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A = 3.12 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_{u \max} + \frac{M_{u \text{ appuis}}}{0.9 * d} \right)$$

$$A = 3.12 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400.10^2} \left(0.0474 + \frac{1.911.10^{-2}}{0.9 * 0.18} \right) * 10^3$$

$$A = 3.12 \text{ cm}^2 \geq 0.475 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

-Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 * (\psi_s^2) * f_{t28} \Rightarrow \tau_s = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 \Rightarrow \tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi * 400}{4 * 2.835} \Rightarrow L_s = 35.27\phi$$

Le **BAEL** limite $L_s = 40\phi$ lorsqu'en utilise $f_e = 400 \text{ MPa}$ Donc : $L_s = 40\phi$

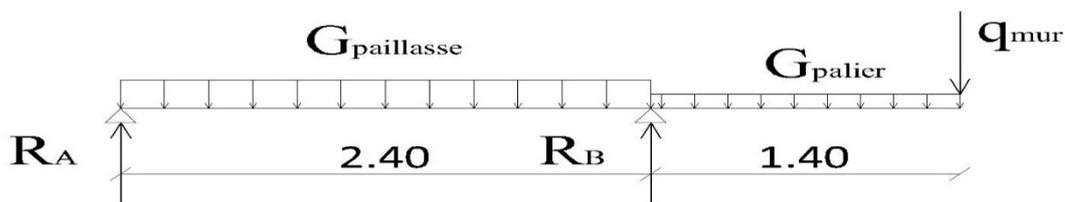
III.4.2.2^{ème} type d'escalier (Escaliers des étages courants):

Figure III.23: Charge revenant à l'escalier des étages courants

$$\text{Avec : } R_A = 0.93 \text{ t}$$

$$R_B = 5.075 \text{ t}$$

1-Calcul du ferrailage de l'escalier:

-Ferrailage longitudinal:

L'escalier est calculé en flexion simple à l'ELU parce qu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considéré comme préjudiciables.

Moment max. = 2.173t.m

Effort Tranchant max. = 2.75 t

-Ventilation des moments

-Sur appuis : $M_{\text{appui}} = 0.3M_{u \text{ max}} = 0.652 \text{ t.m}$

-En travée : $M_{\text{travée}} = 0.8M_{u \text{ max}} = 1.74 \text{ t.m}$

-Le calcul du ferrailage principal

L'escalier est calculé comme une dalle appuyé sur deux cotés en flexion simple en suivant les étapes :

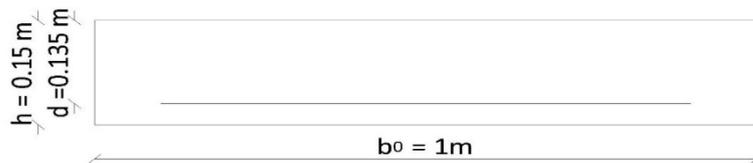


Figure III.24: Section droite sur la pailleasse

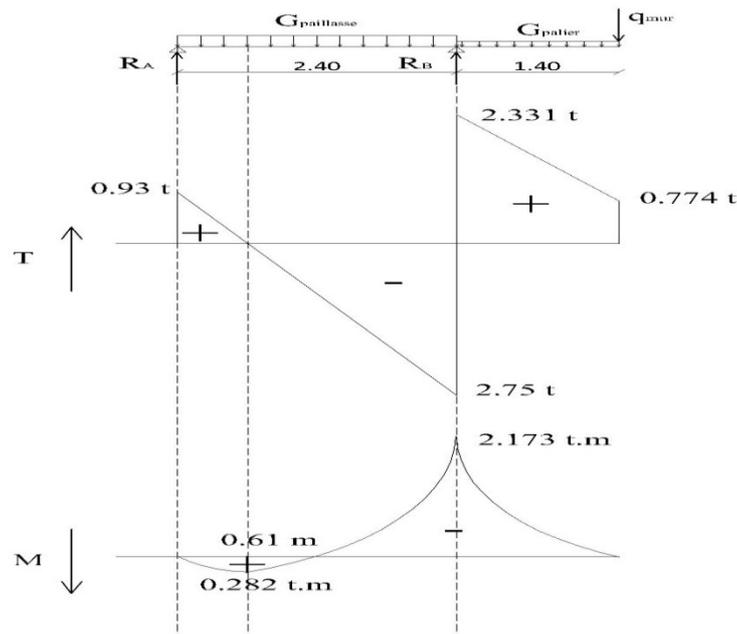


Figure III.25: Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant revenant à l'escalier des étages courants

-Sur appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bu}} = \frac{0.652 * 10^{-2}}{1 * 0.135^2 * 14.17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.025$$

Avec : $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ et $d = 0.9h = 0.9 * 0.15$; $d = 0.135 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = 0.025 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{‰} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.025}) \Rightarrow \alpha = 0.032$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.180(1 - 0.4 * 0.032) \Rightarrow z = 0.133 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{0.652 * 10^{-2}}{0.133 * 347.83} \Rightarrow A_s = 1.406 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adop} = \mathbf{3T8/ml}$$

-En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1.738 * 10^{-2}}{1 * 0.135^2 * 14.17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.067$$

Avec : $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ et $d = 0.9h = 0.9 * 0.15$; $d = 0.135 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = 0.111 < 0.067 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{‰} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.067}) \Rightarrow \alpha = 0.087$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.135(1 - 0.4 * 0.087) \Rightarrow z = 0.130 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.738 * 10^{-2}}{0.130 * 347.83} \Rightarrow A_s = 3.835 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adop} = \mathbf{5T10/ml}$$

-Armatures de répartition**-Sur appuis**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_s}{4} = \frac{1.406}{4} \Rightarrow A_{\text{rep}} = 0.352 \text{ cm}^2$$

On prend **4T10/ml** avec un espacement de 15 cm

-En travée

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.836}{4} \Rightarrow A_{\text{rep}} = 0.959 \text{ cm}^2$$

On prend **4T10/ml** avec un espacement de 15 cm

-Ferrailage minimale « Condition de Non Fragilité »

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 * 1 * 0.135 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{CNF}} = 1.630 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appuis}} = 1.406 \text{ cm}^2 < A_{\text{CNF}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 3.835 \text{ cm}^2 > A_{\text{CNF}} = 2.1735 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Tableau III.15 : Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers étage courant

	Mu (MN,m)	Ubu	a	Z	As (cm ² /ml)	Aadop (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Arép (cm ² /ml)	Aadop (cm ² /ml)
appuis	0,0138	0,013	0,01682	0,268	1,479	4T10	0,370	3,260	4T10
travée	0,0368	0,036	0,045	0,265	3,991	4T12	0,998	3,260	4T10

- Ferrailage transversal

Selon le **BAEL 91/ Art. A.5.22** les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

-Pas de reprise de bétonnage.

$$-\bar{\tau} \leq \tau$$

Dans notre cas :

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \geq \tau = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2.75 * 10^{-2}}{1 * 0.135} = 0.204 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Espacement maximal:

Le **CBA93/ Art A 7.2.4.2** exige que l'espacement maximal doit être compris entre $3h_0$ et 33cm.

$$-S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 * 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

$$-\text{En travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

$$-\text{Sur appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :**BAEL 91/ Art. A.6.1.3**

$$\tau_{ser} = \frac{V_{max}}{0.9 * d * \sum U_i} \leq \tau_{ser} = \Psi_s * f_{tj} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{max} = 2.75 \text{ t}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 1 = 12.57 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.75}{0.9 * 0.135 * 12.57} = 1.8 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**BAEL91 /Art A.5.1.3.21****-Influence sur le béton**

$$V_{\max} = 0.0275 \text{ MPa} \leq 0.4 * b * d * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{\max} = 0.0275 \text{ MPa} \leq 0.4 * 1 * 0.135 * \frac{25}{1.5}$$

$$V_{\max} = 0.0275 \text{ MPa} \leq 0.9 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A = 1.63 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_{u \max} + \frac{M_{u \text{ appuis}}}{0.9 * d} \right)$$

$$A = 1.63 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400.10^2} \left(0.0275 + \frac{0.652.10^{-2}}{0.9 * 0.135} \right) * 10^3$$

$$A = 1.63 \text{ cm}^2 \geq 0.0233 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

-Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 * (\psi_s^2) * f_{t28} \Rightarrow \tau_s = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 \Rightarrow \tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset * 400}{4 * 2.835} \Rightarrow L_s = 35.27\emptyset$$

Le **BAEL** limite $L_s = 40\emptyset$ lorsqu'en utilise $f_e = 400\text{MPa}$ Donc : $L_s = 40\emptyset$

III.5:Etude de la poutre palière:**III.5.1.Pré-dimensionnement de la poutre palière**

$$b_0 = 0.3 \text{ m}$$

$$h = 0.3 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.27 \text{ m}$$

(Selon le RPA99/ver. 2003 / Art. 7.5.1)

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $h/b < 4 \Rightarrow h/b = 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

La poutre est calculé en flexion simple, elle supporte : la réaction ainsi que son poids propre
Pour les escaliers du Sous-sol et RDC :

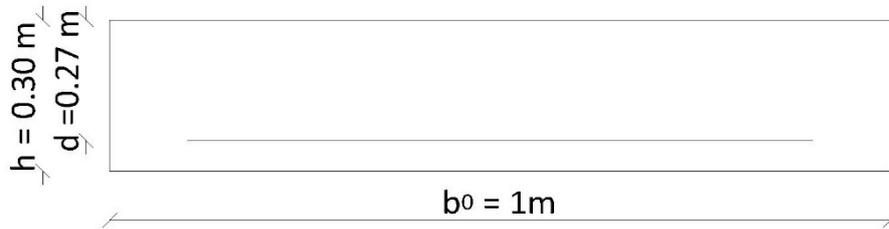


Figure III.26: Section de la poutre palière

III.5.2.Evaluation des charges:

- Poids propre de la poutre $g_{\text{poutre}} = 2.5 * 0.3 * 0.3 \Rightarrow g_{\text{poutre}} = 0.225 \text{ t/ml}$
- Réaction du balcon $R_{\text{balcon}} = 4.7404 \text{ t/ml}$

Le poids sur la poutre palière :

$$P_u = 1.35 * g_{\text{poutre}} + R_{\text{balcon}}$$

$$P_u = 1.35 * 0.225 + 4.7404$$

$$P_u = 5.044 \text{ t/ml}$$

III.5.3.Evaluation des moments :

-Moment isostatique

$$M_{u \text{ max}} = \frac{P_u * l^2}{8}$$

$$M_{u \text{ max}} = \frac{5.044 * 2.7^2}{8}$$

$$M_{u \text{ max}} = 4.6 \text{ t.m}$$

-Ventilation des moments :

$$\text{Sur appui : } M_{u \text{ appui}} = -0.3 * M_{u \text{ max}} = -0.3 * 4.6 = -1.38 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée : } M_{u \text{ travée}} = 0.8 * M_{u \text{ max}} = 0.8 * 4.6 = 3.68 \text{ t.m}$$

-Effort tranchant

$$V_{u \text{ max}} = \frac{P_u * l}{4}$$

$$V_{u \text{ max}} = \frac{5.044 * 2.7}{2}$$

$$V_{u \text{ max}} = 6.81 \text{ t}$$

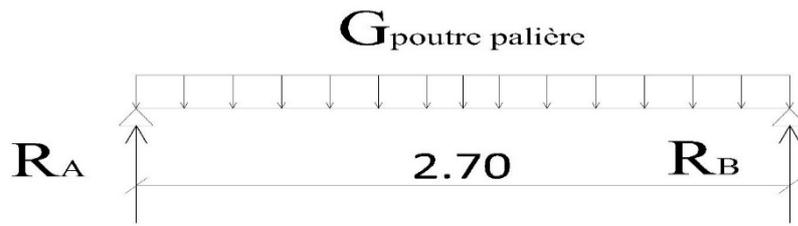


Figure III.27 : Charge revenant à la poutre palière

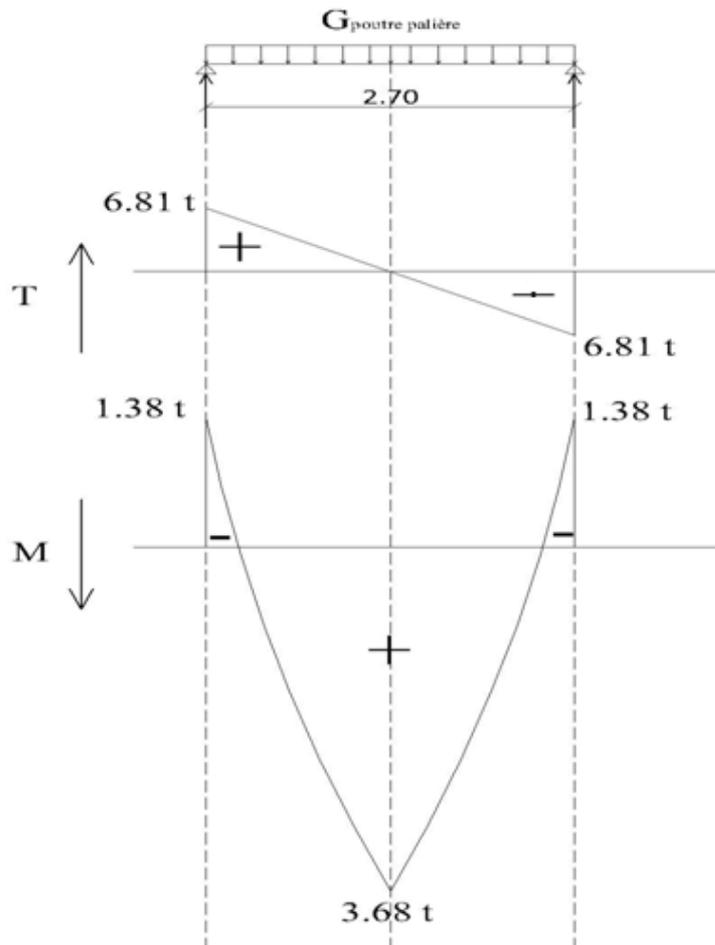


Figure III.28: Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant revenant à la poutre palière du RDC et Sous-Sol

III.5.4.Ferraillage:

-Ferraillage longitudinal :**-Sur appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1.38 * 10^{-2}}{1 * 0.27^2 * 14.17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.013$$

Avec : $f_{bu} = 14.17$ MPa et $d = 0.9h = 0.9 * 0.30$; $d = 0.27$ m

$$\mu_{bu} = 0.013 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{‰} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.013}) \Rightarrow \alpha = 0.017$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.27(1 - 0.4 * 0.017) \Rightarrow z = 0.268 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.38 * 10^{-2}}{0.268 * 347.83} \Rightarrow A_s = 1.479 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adop} = \mathbf{3T10/ml}$$

-En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.68 * 10^{-2}}{1 * 0.27^2 * 14.17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.036$$

Avec : $f_{bu} = 14.17$ MPa et $d = 0.9h = 0.9 * 0.30$; $d = 0.27$ m

$$\mu_{bu} = 0.036 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{‰} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.036}) \Rightarrow \alpha = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.180(1 - 0.4 * 0.045) \Rightarrow z = 0.265 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{3.68 * 10^{-2}}{0.265 * 347.83} \Rightarrow A_s = 3.991 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adop} = \mathbf{4T12/ml}$$

-Armatures de répartition

-Sur appuis

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{1.479}{4} \Rightarrow A_{rep} = 0.37 \text{ cm}^2$$

On prend **4T10/ml** avec un espacement de **15 cm**

-En travée

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.991}{4} \Rightarrow A_{rep} = 0.998 \text{ cm}^2$$

On prend **4T10/ml** avec un espacement de 15 cm

III.5.5. Verification:

*** Ferrailage minimale « Condition de Non Fragilité »**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{CNF} = 0.23 * 1 * 0.27 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{CNF} = 3.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appuis}} = 1.479 \text{ cm}^2 < A_{CNF} = 3.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 3.991 \text{ cm}^2 > A_{CNF} = 3.260 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la poutre palière du RDC et S-sol

	Mu (MN, m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)
appuis	0,0138	0,013	0,017	0,268	1,479	3.260	3T12	3.39
travée	0,0368	0,036	0,045	0,265	3,991	3.260	3T14	4.62

(Selon le RPA99/ver. 2003 / Art. 7.5.2)

L'article nous donne des spécifications concernant les poutres qu'il faudrait respecter en zone sismique, ce sont les suivantes :

$$* A_s = 3.39 + 4.62 = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} \frac{0.5 * b * h}{100} = \frac{0.5 * 30 * 30}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$*A_{s \max} = \begin{cases} \frac{4*b*h}{100} = \frac{4*30*30}{100} = 36 \text{ cm}^2 & \text{en zone courante} \\ \frac{6*b*h}{100} = \frac{6*30*30}{100} = 54 \text{ cm}^2 & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

C'est vérifié.

III.5.2.4: condition de l'effort tranchant:

Selon le **BAEL 91/ Art. A.5.22**, en fissuration peu nuisible FPP ; on doit vérifier que : $\bar{\tau} \leq \tau$

$$\bar{\tau} = \frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 * 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} \geq \tau = \frac{V_u}{b * d} = \frac{6.81 * 10^{-2}}{0.3 * 0.27} = 0.841 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.2.5: influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis:

BAEL 91/ Art. A.5.1.3.2

-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :

BAEL 91/ Art. A.6.1.3

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{V_{\text{max}}}{0.9 * d * \sum U_i} \leq \tau_{\text{ser}} = \Psi_s * f_{tj} = 1.5 * 2.1 = 3.15$$

avec $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$V_{\text{max}} = 6.81 \text{ t}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 3 * \pi * 1.2 = 11.31 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{6.81}{0.9 * 0.27 * 11.31} = 2.47 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée. Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

-influence des aciers :

$$A_u = \frac{T_{\text{max}}}{\sigma_s} \leq A_{u \text{ appui}}$$

$$A_u = \frac{6.81 * 10^{-2}}{347.83} \leq A_{u \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.958 \text{ cm}^2 \leq A_{u \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

C'est vérifié.

-Influence sur le béton

$$V_{\max} = 0.0681 \text{ MPa} \leq 0.4 * b * d * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{\max} = 0.0681 \text{ MPa} \leq 0.4 * 0.3 * 0.27 * \frac{25}{1.5}$$

$$V_{\max} = 0.0681 \text{ MPa} \leq 0.54 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

-Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 * (\psi_s^2) * f_{t28} \Rightarrow \tau_s = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 \Rightarrow \tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset * 400}{4 * 2.835}$$

$$L_s = 35.27\emptyset$$

Le **BAEL** limite $L_s = 40\emptyset$ lorsqu'en utilise $f_e = 400 \text{ MPa}$

On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixé à $0.4L_s$

$$\text{Donc : } 0.4L_s = 0.4 * 40 = 16 \text{ cm}$$

III.5.2.6: calcul des armatures transversales :

Selon le **RPA99 ver 2003 Art 7.5.2.2** ; on prend :

-Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \{ 8.57; 10; 12 \}$$

$$\emptyset_t = 8,57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et étrier en **HA8**.

-Espacement maximum :

Dans la zone nodale et en travée :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 * 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 7.5; 14.4 \} \Rightarrow \quad \mathbf{S_t = 7cm}$$

-En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 * s * h$$

$$A_t = 0.003 * 15 * 30$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2 < A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

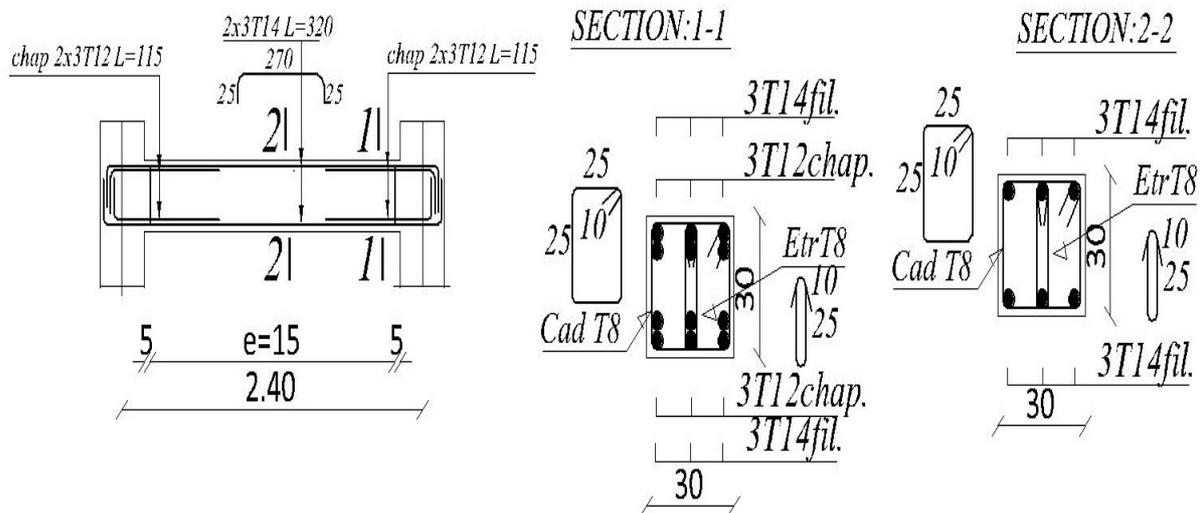


Figure III.29: Ferrailage de la poutre palière

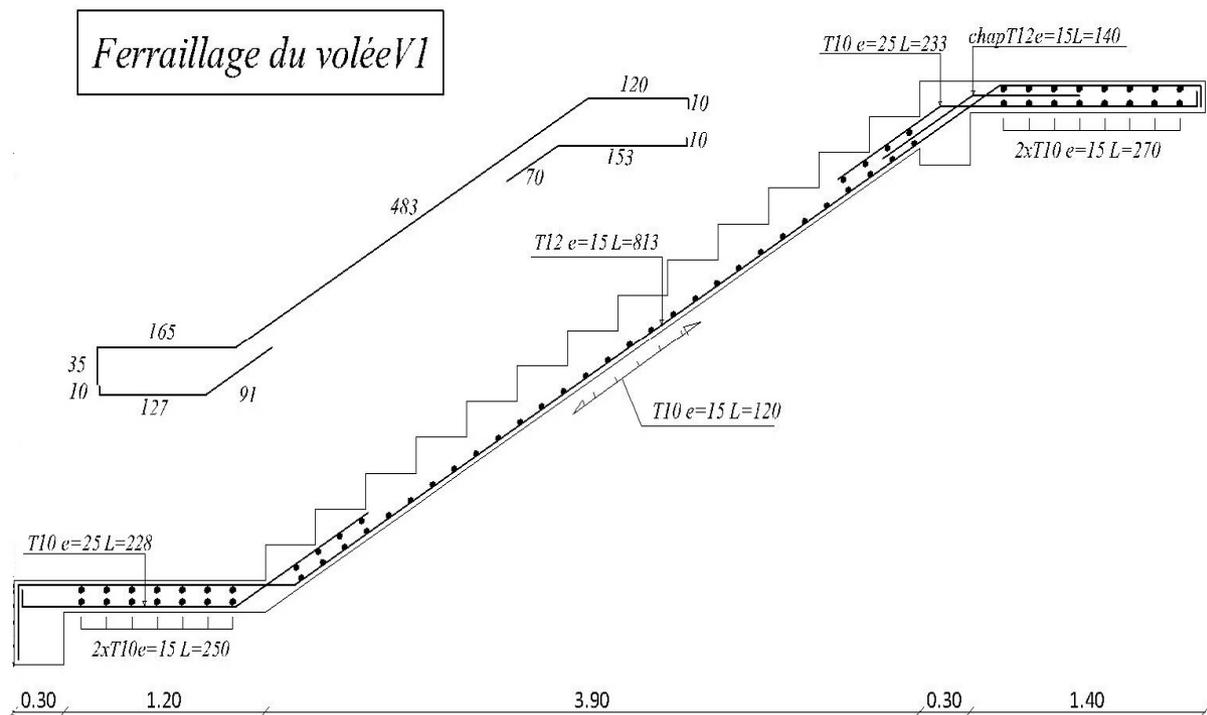


Figure III.30: Ferrailage de la volée 1 de l'escalier du Sous-Sol et RDC « type 1 »

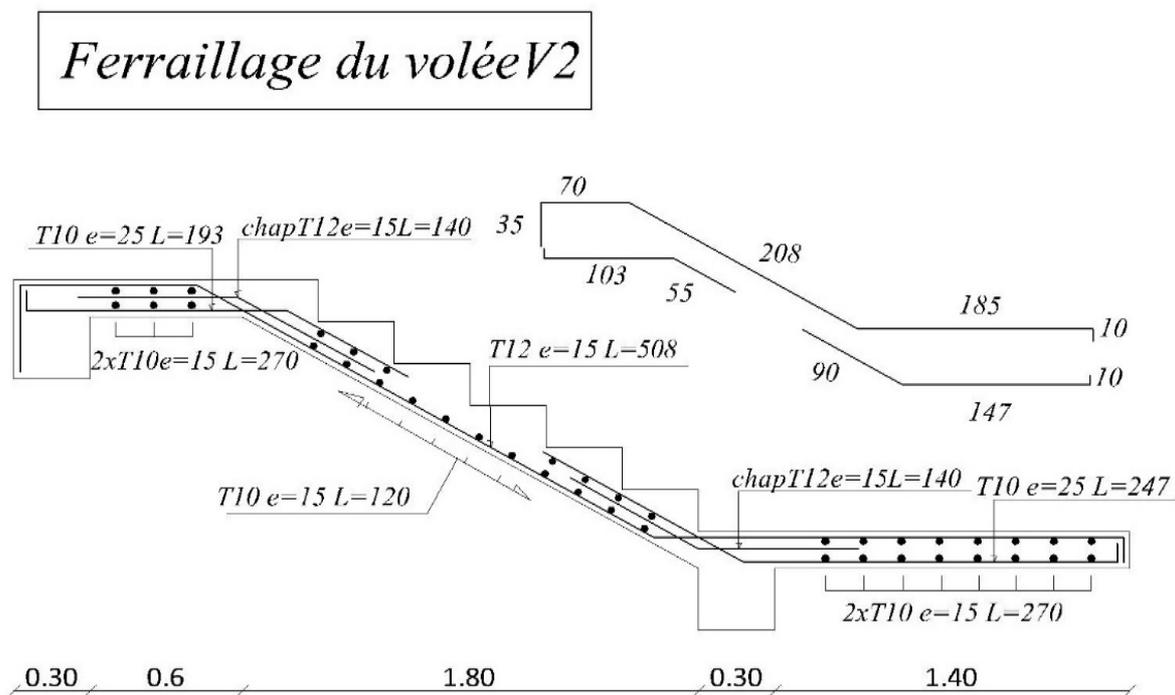


Figure III.31: Ferrailage de la volée 2 de l'escalier du Sous-Sol et RDC « type 1 »

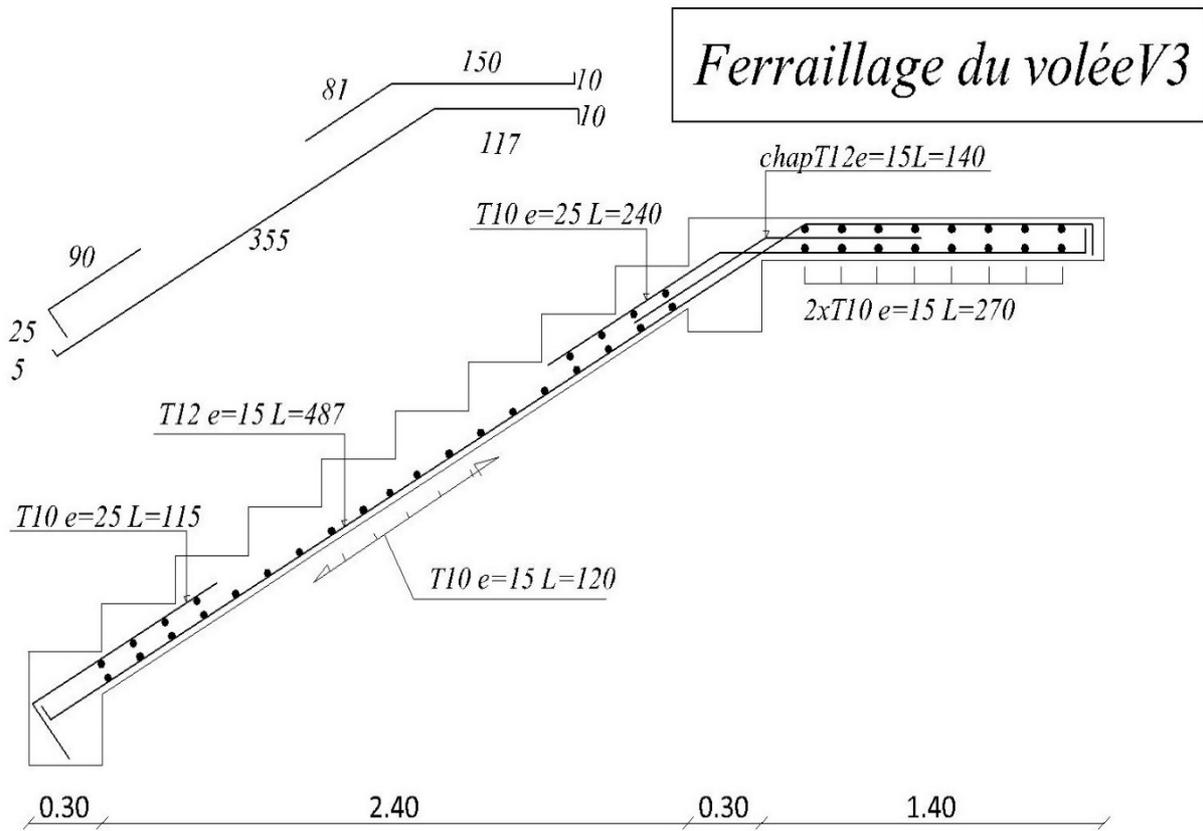


Figure III.32: Ferrailage de la volée 3 de l'escalier des étages « type 2 »

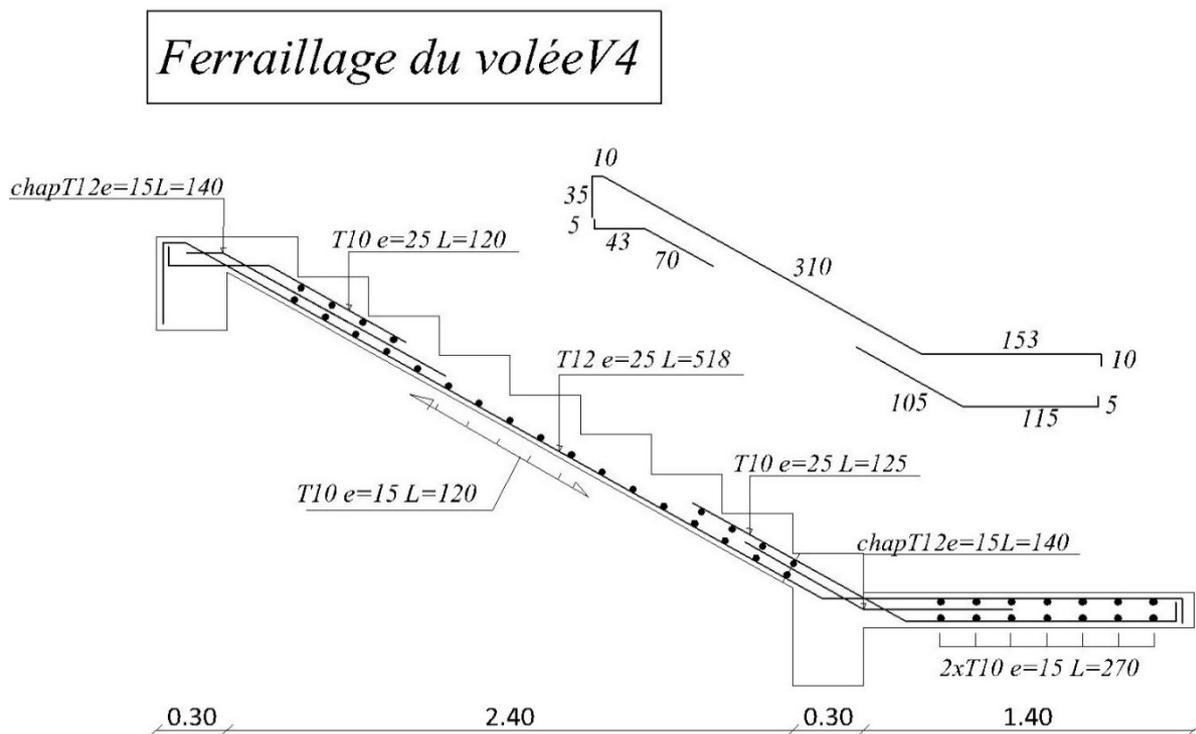


Figure III.33: Ferrailage de la volée 4 de l'escalier des étages « type 2 »

III.6. Etude de la salle des machines :

III.6.1. Définition :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(2,20 \times 1,40) \text{ m}^2$ pouvant charger huit (08) personnes. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **5,7 tonnes**.

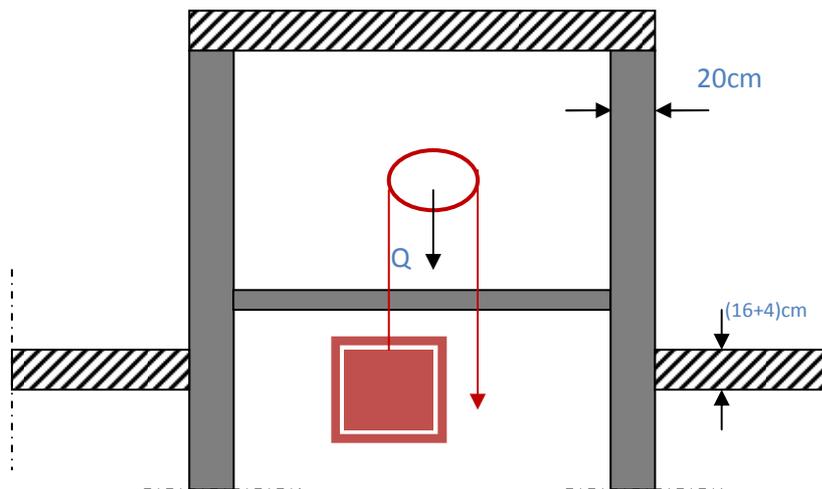


Figure III.34. Schéma d'ascenseur.

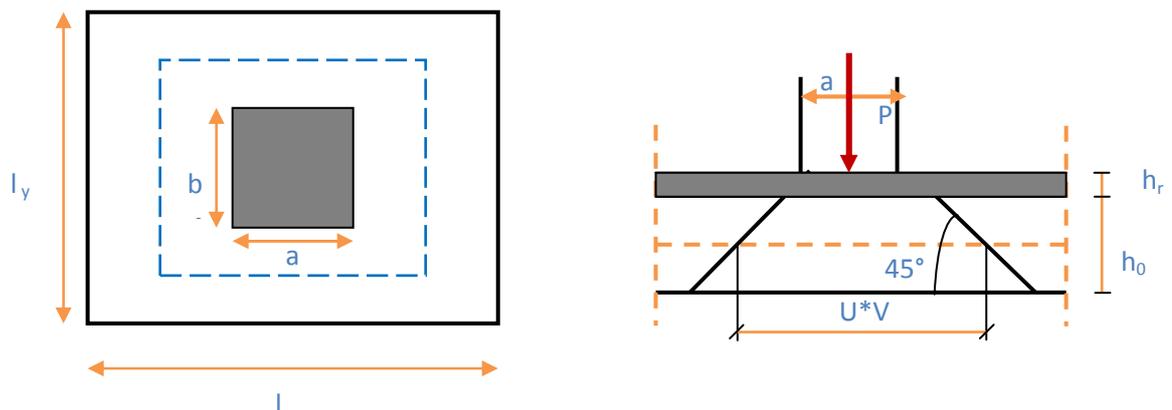


Figure III.35. Répartition de la charge localisée sur la dalle.

III.6.2. Dimensionnement de la dalle:

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,40}{2,20} = 0,64 > 0,4$$

La dalle porte sur les deux sens, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

➤ **Pour un panneau isolé :**

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} = 4,67 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_0 = 15 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : Epaisseur du revêtement ($e=5\text{cm}$)

p : la charge concentrée

k = 1, car les revêtements est aussi solide que le béton.

a = 127cm

b = 200 cm

ν : coefficient de poisson

On aura :

$$U = a + 2k.e + h_0 = 127 + 2 \times 5 + 15 = 152 \text{ cm}$$

$$U = \mathbf{125 \text{ cm}}$$

$$V = b + 2k.e + h_0 = 200 + 2 \times 5 + 15 = 225 \text{ cm}$$

III.6.3. Calcule des sollicitations :

➤ **À L'ELU : ($\nu = 0$)**

- Système de levage $q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}$
- Dalle en béton armé $q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) = 8,05 \text{ KN/m}$.

$$Q = 1 \text{ KN.G} = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}$$

➤ À L'ELS : ($\nu = 0,2$)

- Système de levage : $q_{\text{ser}} = 57 \text{ KN}$.
- Dalle en béton armé : $q_{\text{ser}} = (4,85 + 1) = 5,85 \text{ KN}$.

III.6.4. Principe de calcul :

➤ Calcul des moments dus au système de levage :

M_1, M_2 : coefficients donnés en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$.

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

➤ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$\nu = 0,2$ à L'ELS

Avec: coefficient de poisson

$\nu = 0$ à L'ELU

➤ À L'ELU : ($\nu = 0$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,40}{2,20} = 0,64$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{152}{140} = 1,09 \text{ D'où : } M_1 = 0,074 ; M_2 = 0,034 \text{ (tableau de PIGEAUD)}$$

$$\frac{\nu}{L_y} = \frac{225}{220} = 1,022$$

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2)$$

Avec : $\nu = 0$

$$M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1)$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76,95 \times 0,074 = 5,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76,95 \times 0,034 = 2,62 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

Avec : $v=0$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\text{Pour } \rho = 0,64 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = 0,0765 \times 8,05 \times (1,4)^2 = 1,207 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,207 \times 0,3472 = 0,419 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,69 + 1,207 = 6,897 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,62 + 0,419 = 3,039 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x & M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x & M_{Y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Moments à l' ELU			
	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	Sur appuis	2,07
		En travée	5,86
	Y-Y	Sur appuis	0,91
		En travée	2,58

➤ À L'ELS : (v =0,2)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,40}{2,20} = 0,64$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{125}{140} = 0,89 \text{ D'où : } M_1 = 0,074 ; M_2 = 0,034 \text{ (tableau de PIGEAUD)}$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{125}{220} = 0,57$$

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + v M_2) = 57 \times (0,074 + 0,2 \times 0,034) = 4,605 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + v M_1) = 57 \times (0,034 + 0,2 \times 0,074) = 2,781 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

Avec: v=0,2

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Pour : $\rho = 0,64$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = 0,0819 \times 5,85 \times (1,40)^2 = 0,939 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,5117 \times 0,939 = 0,480 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,605 + 0,939 = 5,544 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,781 + 0,480 = 3,261 \text{ KN.m}$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_{X_{app}} = -0,30M_x & M_{Y_{app}} = -0,30M_y \\ M_{X_{tra}} = 0,85M_x & M_{Y_{tra}} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Moments à l' ELS

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	1,66
		En travée	4,71
	Y-Y	sur appuis	0,98
		En travée	2,77

III.6.5. Diagrammes des moments :

➤ À L'ELU :
(M_{TUX} et M_{TUY})

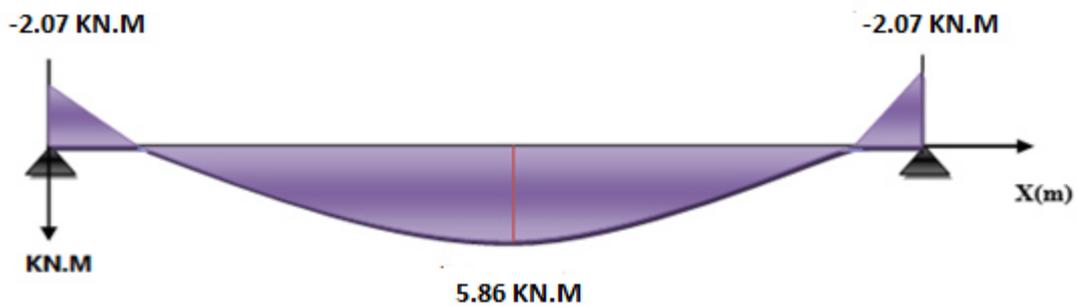


Figure.III.36: Diagrammes des moments à L'ELU.

➤ À L'ELS :
(M_{TsX} et M_{TsY})

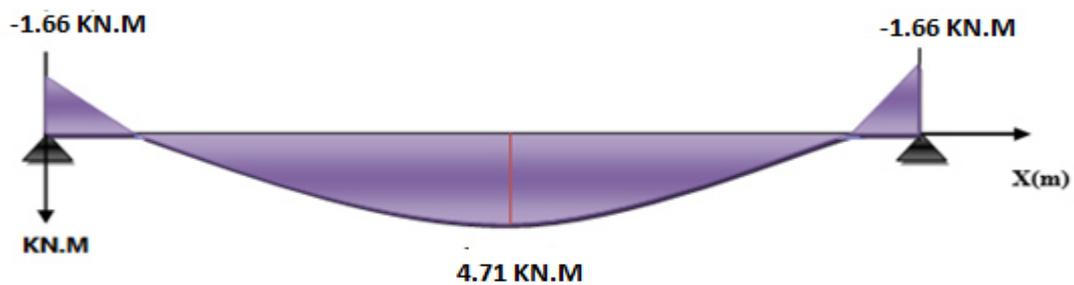


Figure.III.37: Diagrammes des moments à L'ELS.

III.6.6. Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à **L'ELU** pour une bande de 1m.

$h = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13,5\text{cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; FeE400. $F_{ed} = 348\text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17\text{ MPa}$.

a. Ferrailage dans le sens x-x ; y-y : (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis $M_a = 2,07\text{kN.m}$

En travée : $M_t = 5,86\text{kN.m}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19: Ferrailage a l'ELU.

	Sens X-X ; Y-Y						
	M_U (KN.m)	A' (cm^2)	A_S (calculer) (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	1,93	0	0,41	1,6	3,14	4HA10	25
En travée	5,45	0	1,17	1,6	3,14	4HA10	25

III.6.7. Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art : A.4.2.1. BAEL91)

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0,8\text{‰}$$

$$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{140}{220} \right) = 1,42\text{cm}^2$$

$$\text{Aux appuis } A_{ap} = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > A_{st}$$

$$\text{En travée } A_{tr} = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > A_{st}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ap} = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,6\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \mathbf{cv} \\ \text{En travées : } A_{tr} = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,6\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \mathbf{cv} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des diamètres maximaux des barres**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} .$$

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :** (BAEL91/Art : A.5.2.42)

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 5 \text{ m}$$

$$\mu_i = 5 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \leq 0,045 \times 5 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U = V \quad V = \frac{qu}{2u+v} = \frac{76,95}{2 \times 1,25 + 1,25} = 20,52 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{20,52 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,152 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}.$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{cv}$

III.6.8. Vérifications a l'ELS :(La fissuration est peu nuisible):

➤ Vérification de compression dans le béton

On doit vérifier que :

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

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$).

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

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

$$I = \frac{100 \cdot 2,56^3}{3} + 15 \cdot [2,01(13,5 - 2,56)^2] = 4167,70 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 2,56 \text{ cm}$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.120: vérification à l'ELS selon X-X et Y-Y.

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	1,61	3.15	6103	3.1	0,8	15	Vérifiée
travée	4,56	3.15	6103	3.1	2.3	15	Vérifiée

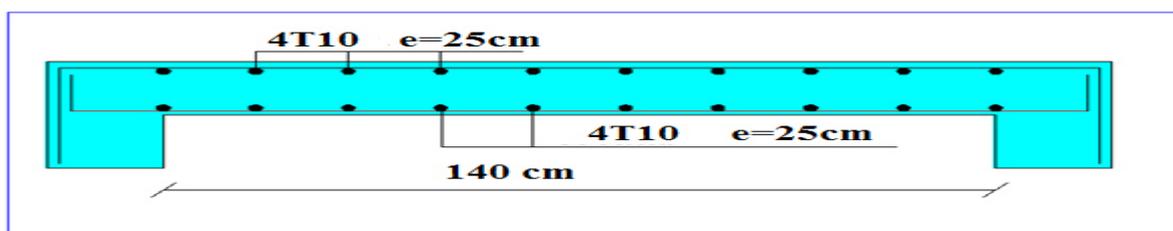


Figure III.38: schéma de ferrailage de la dalle.

IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1) Etude dynamique :

IV.1.1) Introduction :

Les secousses sismiques peuvent causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, peut être la seule prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères de construction à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux et pour éviter l'effondrement de la structure.

IV.1.2) Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.3) Modélisation mathématique.

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté(DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.1.4) modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel ETABS.

a/ Description du logiciel ETABS :

Nom du programme: **Extended 3D Analysis of Building Systems**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.)

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

b/modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

c/modélisation de la masse :

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0.2$ correspondant à la sur charge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ *Présentation de la vue en 3D :*

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous à donnée la vue en 3D suivante :

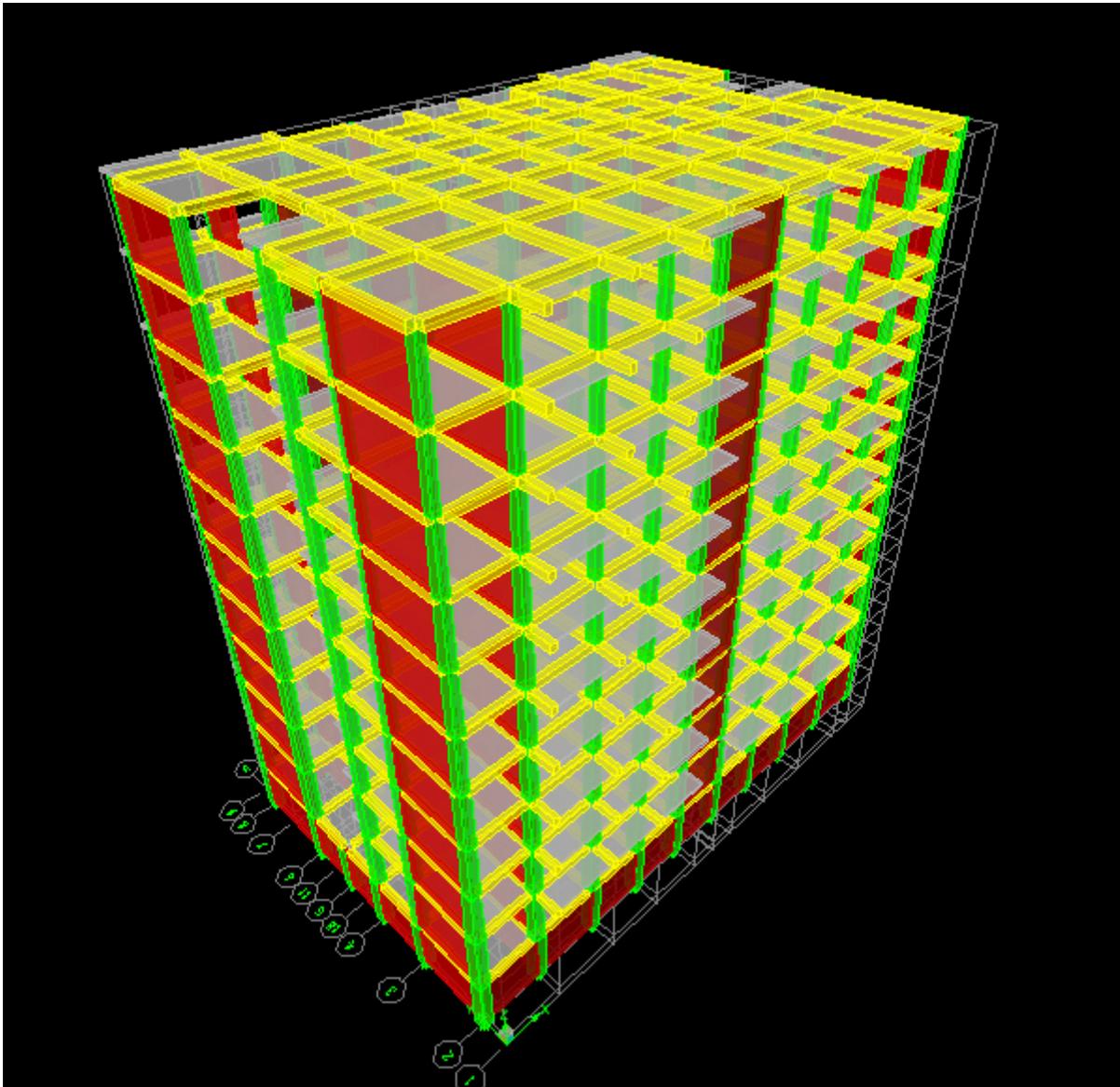


Figure IV.1 : schéma de la structure en 3D

IV.2) Etude sismique de bâtiment :

IV.2.1) Introduction :

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

➤ *Choix de la méthode de calcul :*

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bâtiment on a une régularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ *Condition d' RPA99/Version 2003 :*

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV.2.2) Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- ✓ La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- ✓ Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- ✓ Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

- ✓ cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- ✓ méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) Application :

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec: V_t : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

1) Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad \text{Avec :}$$

g : accélération de la pesanteur.

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.2.3) Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)**a) Principe :**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suivante:
$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total du bâtiment

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone **III** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = 0.25$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S₃).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(tableau 4.7 R.P.A 2003)}.$$

η : Facteur de correction d’amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = \mathbf{0.881} \dots\dots\dots \text{(article 4.2 R.P.A 2003)}$$

ξ: est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance de remplissages...[tab4-2]

On prends le cas le plus défavorable pour ξ = 7%.

c) Estimation de la période fondamentale :

- La période fondamentale T=0.556s inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{ART 4-2-4 RPA99/VER2003}).$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé ⇒ C_T = 0,05

h_N = 34.00m.

D’où : $T = 0,05(34,00)^{3/4} = \mathbf{0.704s}$

T = 0.704s

Dans le cas ou la structure est contreventes par des voiles en béton armé , on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{d}}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

- a) sens transversale : dy = 19.80 m → T = 0.688 s.

b) sans longitudinale : $dx = 28.5 \text{ m} \longrightarrow T = 0.573 \text{ s}$.

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = 0.573 \text{ s.} \\ T_y = 0.688 \text{ s.} \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0.5 \text{ s}$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T_x < 3.0 \text{ s} \text{ donc } D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T_y < 3.0 \text{ s} \text{ donc } D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

D'où :

$$\begin{cases} D_x = 2.5 * 0.881 * (0.5/0.704)^{\frac{2}{3}} = 1.75 \\ D_y = 2.5 * 0.881 * (0.5/0.704)^{\frac{2}{3}} = 1,75 \end{cases}$$

Coefficient de comportement global (R) :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

R=3.5

❖ Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots(\text{Art 4 .4 R.P.A 2003}).$$

Où : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau IV.1: classification de l'ouvrage selon leur configuration

Régularité en plan « RPA 99/V2003 Art.3.5.1.a »			Régularité en élévation « RPA 99/V2003 Art.3.5.1.b »		
a.1	Symétrique vis-à-vis les deux directions orthogonales	Ok	b.1	Le système de contreventement est continu verticalement	Ok
a.2	Distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités =1.44m= 5% ≤15%	Ok	b.2	La raideur que la masse des différents niveaux restent constants	Ok
a.3	$\frac{L_x}{L_y} = \frac{28,80}{19,80} = 1,454 < 4$ $\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1 + l_2}{L_x} = \frac{3,25 + 3,25}{28,80} = 0,226 \leq 0,25 \\ \frac{l_1 + l_2}{L_y} = \frac{1,35 + 1,46}{19,80} = 0,142 \leq 0,25 \end{array} \right.$	Ok	b.3	Le rapport masse sur rigidité ≤ 25%	Ok
a.4	Surface totale des ouvertures de plancher ≈ 5% < 15%	Ok	b.4	Aucun décrochement en élévation	Ok
Le bâtiment est régulier en plan			Le bâtiment est régulier en élévation		

Tableau IV.2 : Facteur de qualité Q

Critère "q"	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0	0	0
4. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
Q	1.25		1.25	

❖ *Poids total de la structure, W :*

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, $\beta = 0,20$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau IV.3 : resultat selon $\xi = 7\%$

A	D _X	D _Y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.25	1.75	1.75	1.25	3.5	0.704	100942.056

d) Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} : T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est :13 modes. (Participation modale de mode 13 : 90,7714%).

IV.2.4) Choix de la disposition des voiles :

On a prit en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

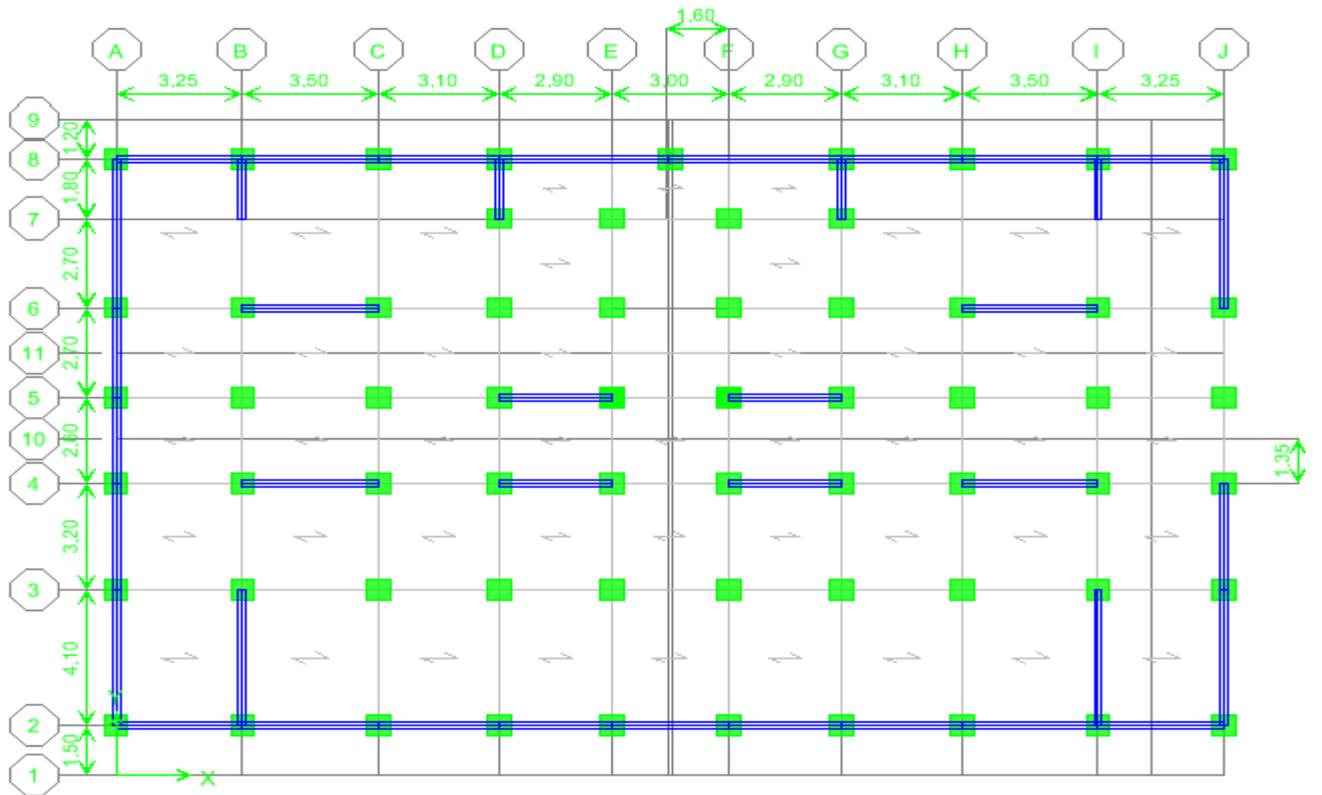


Figure IV.2 : La disposition des voiles (vue en plan) s sol

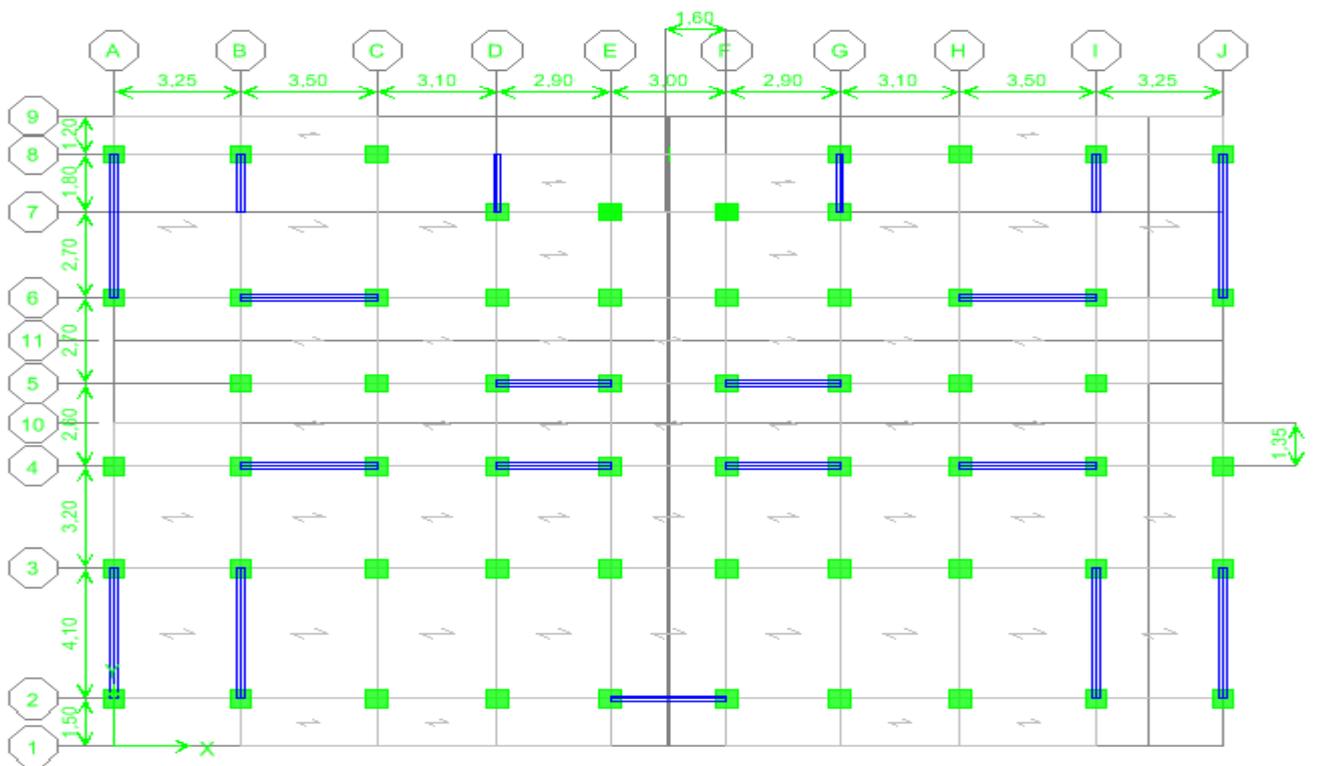


Figure IV.3 : La disposition des voiles (vue en plan) rdc et etage courant

3) caractéristiques géométriques et massique de la structure :

➤ détermination des masses et centre de masse par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ;

X_i, Y_i : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ Caractéristiques massiques :

Tableau IV.4: Centre de masse et inertie des niveaux.

plancher	Masse(t)	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
9	751.9978	14,286	9,863	14,188	9,939	0,098	-0,076
8	849.3574	14,286	9,85	14,175	9,934	0,111	-0,084
7	868.6699	14,284	9,891	14,158	9,923	0,126	-0,032
6	886.0454	14,283	9,895	14,136	9,909	0,147	-0,014
5	902.7507	14,283	9,9	14,108	9,892	0,175	0,008
4	922.4439	14,282	9,905	14,067	9,871	0,215	0,034
3	941.4667	14,281	9,91	14,009	9,846	0,272	0,064
2	963.4775	14,281	9,914	13,917	9,814	0,364	0,1
1	984.8181	14,28	9,919	13,756	9,78	0,524	0,139
RDC	1034.0667	14,288	9,917	13,412	9,781	0,876	0,136
Sous Sol	1184.616	14,169	10,154	12,371	10,228	1,798	-0,074

-Masse totale $M=10289.7101\text{KN}$

-Poid total $W=100942.056\text{ KN}$

(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité)

➤ L'excentricité accidentelle :(article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (28.5 ; 19,80) = 1.425\text{m} \quad e_{acc} = 1.425\text{ m}$$

Donc $e_x = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 1.098\text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = 1.098\text{m}. \\ W_t = M_t \times g = 10289.7101 \times 9.81 = 100942.056\text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on a: } \begin{cases} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{x\text{stat}} = 15772.1962 \text{ KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{y\text{stat}} = 15772.1962 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :**

• **Mode de vibrations et taux de participation des masses :**

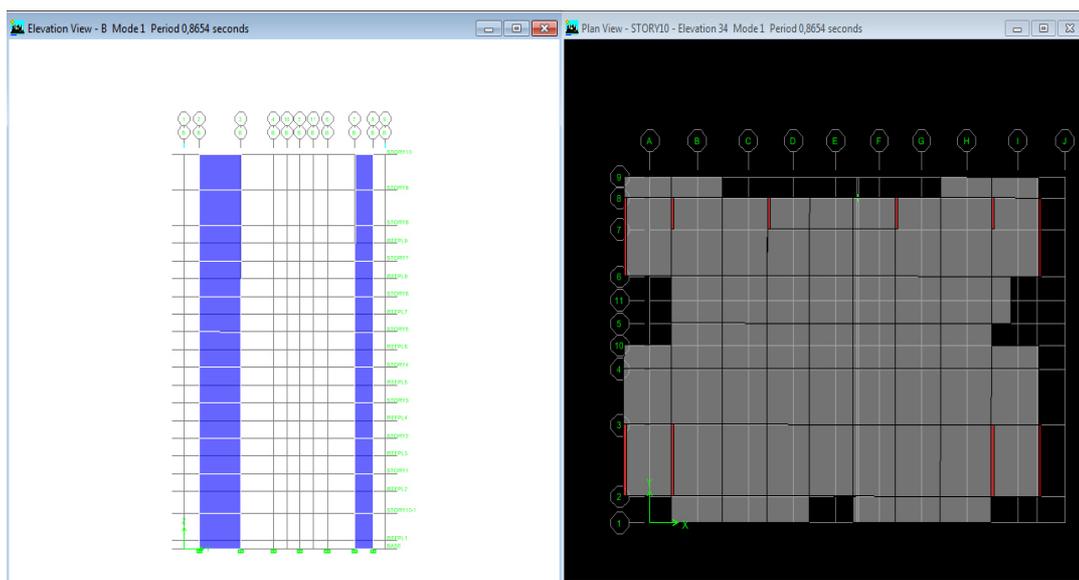
Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau.

Tableau IV.5 : périodes, modes et facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0,865	63,868	0,0193	63,868	0,0193	0,0066	0,0066	Translation X
2	0,848	0,0186	62,4455	63,8865	62,4648	0,165	0,1716	Translation Y
3	0,749	0,0056	0,1254	63,8921	62,5902	60,2371	60,4088	Rotation Z
4	0,226	15,743	0	79,6357	62,5902	0,001	60,4097	Translation X
5	0,212	0	18,4933	79,6357	81,0834	0,0319	60,4416	Translation Y
6	0,172	0,0001	0,0178	79,6358	81,1012	18,6128	79,0544	Rotation Z
7	0,100	6,671	0	86,3067	81,1012	0,0007	79,0551	Translation X
8	0,093	0	7,8977	86,3067	88,9989	0,0091	79,0642	Translation Y
9	0,074	0,0001	0,0028	86,3068	89,0017	7,5692	86,6334	Rotation Z
10	0,058	3,6058	0	89,9126	89,0017	0,0008	86,6342	Translation X
11	0,055	0	4,3089	90,9126	93,3107	0,0007	86,6349	Translation Y

➤ **Modes de vibrations obtenus :**

➤ **Premier mode de vibration : Translation suivant X**



➤ **Figure IV.4 : 1^{er} Mode de translation suivant le sens x x de periode T =0.8654s**

Deuxième mode de vibration : Translation suivant Y

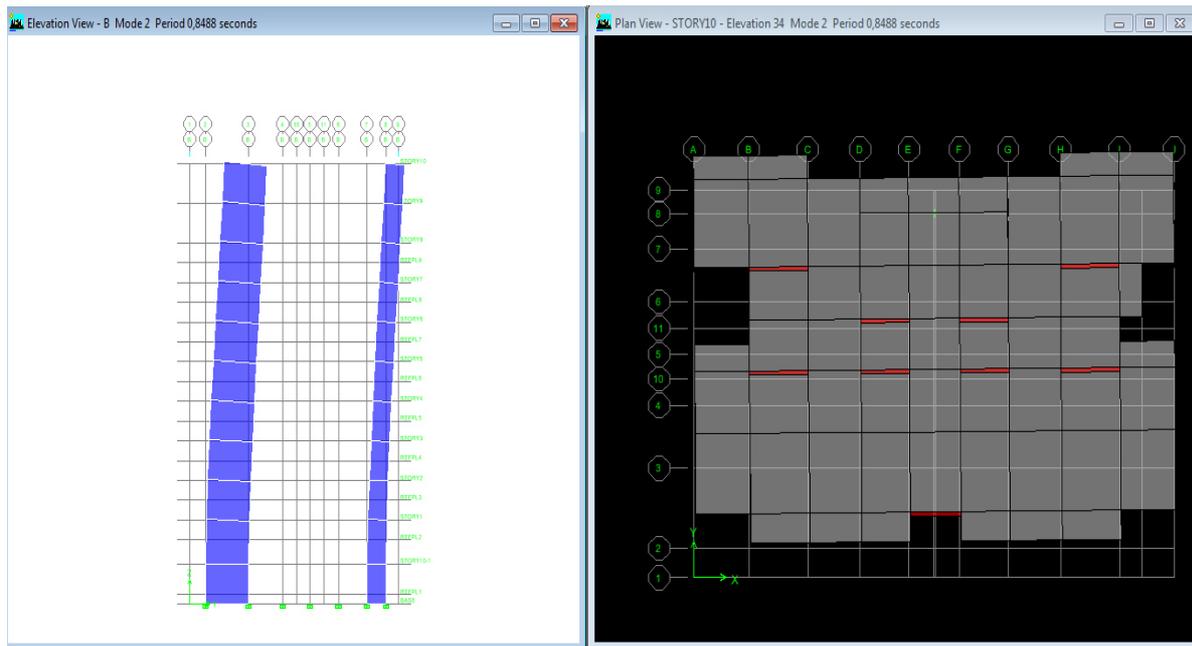


Figure IV.5: 2^{eme} Mode de translation suivant le sense y de periode $T = 0.8488s$

Troisième mode de vibration : rotation

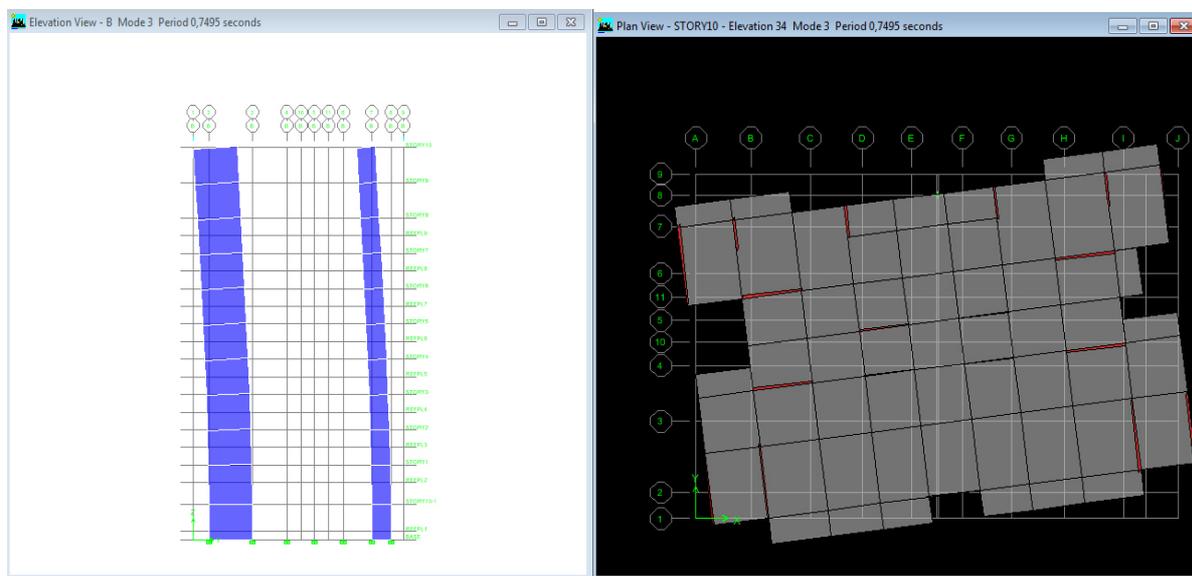


Figure IV.6 : 3^{eme} Mode de rotation autour de laxe Z de periode $T = 0.7495s$

➤ **Commentaire :**

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T=0.865s < T=0.704*1.30=0.915s \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e.$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant modal à la base : D'après le (RPA99v03):**

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant a la base

α_i : coefficient de participation i

W : poids total de la structure

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal (X X) :**

Tableau IV.6: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). $\xi=7\%$

Mode	Période	S_a/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,865	0.17052	63,868	100942.056	10993.36
2	0,848	0.17273	0,0186	100942.056	3.24
3	0,749	0.18766	0,0056	100942.056	1.06
4	0,226	0.24581	15,7436	100942.056	3906.39
5	0,212	0.24581	0	100942.056	0
6	0,172	0.24581	0,0001	100942.056	0.0248
7	0,100	0.26794	6,671	100942.056	1804.27
8	0,093	0.27086	0	100942.056	0
9	0,074	0.27957	0,0001	100942.056	0.0282
10	0,058	0.28652	3,6058	100942.056	1042.87
11	0,055	0.28771	0	100942.056	0

❖ Sens transversal (YY):

Tableau IV.7 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal). $\xi=7\%$

Mode	Période	Sa/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,865	0.17052	0,0193	100942.056	3.32
2	0,848	0.17273	62,4455	100942.056	10887.82
3	0,749	0.18766	0,1254	100942.056	23.75
4	0,226	0.24581	0	100942.056	0
5	0,212	0.24581	18,4933	100942.056	4588.66
6	0,172	0.24581	0,0178	100942.056	4.416
7	0,100	0.26794	0	100942.056	0
8	0,093	0.27086	7,8977	100942.056	2159.32
9	0,074	0.27957	0,0028	100942.056	0.7901
10	0,058	0.28652	0	100942.056	0
11	0,055	0.28771	4,3089	100942.056	1251.39

4) Combinaisons des réponses modales : (RPA99/VERSION2003.Art.4.3.5)

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

E : l'effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1|+|E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots\dots\dots (2)$$

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_1 , T_j et d'amortissement ζ_i , ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})} = 0,588 \text{ avec : } T_i \leq T_j$$

➤ **Combinaisons des réponses modales :**

Tableau IV.8 : Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r=Ti/Tj
1 ^{ème} Mode	0,865369	0.98089
2 ^{ème} Mode	0,848837	0.88303
3 ^{ème} Mode	0,74955	0.30172
4 ^{ème} Mode	0,226157	0.93889
5 ^{ème} Mode	0,212337	0.81358
6 ^{ème} Mode	0,172754	0.58017
7 ^{ème} Mode	0,100227	0.93431
8 ^{ème} Mode	0,093644	0.79076
9 ^{ème} Mode	0,07405	0.78910
10 ^{ème} Mode	0,058433	0.95425
11 ^{ème} Mode	0,05576	/

➤ **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2) :

$$E_x = 11854.4533 \text{ KN} \quad \text{et} \quad E_y = 12078.9882 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003 :**

1) Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99ver.03** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau IV.9: Vérification Résultante des forces sismiques $\xi=7\%$

	$V_{statique} (KN)$	$V_{dynamique}(KN)$	$0.8 V_{statique}$	$0.8 V_s < V_{dyn}$
Sens X-X	15772.1962	11854.4533	11617.757	vérifiée
Sens Y-Y	15772.1962	12078.9882	11617.757	Vérifiée

❖ *Justification du système de contreventement :*

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repris par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ *Sous charges horizontales :*

Tableau IV.10: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau	7010.69	7189.8	1398,91	980.21	83.37	88	16.03	12
Niveau	6102.98	6447.7	1333.0	1604.9	82.07	80.07	17.93	19.93
Niveau	5232.44	6038.66	1351.7	1529.0	79.47	79.80	20.53	20.20
Niveau	5630.77	5389.48	1606.3	1915.1	77.80	73.78	22.20	26.22
Niveau	4124.5	4299.95	1327.5	1596.1	75.65	72.93	24.35	27.07
Niveau	4225.95	4128.3	1497.8	1854.0	73.83	69.01	26.17	30.99
Niveau	3404.58	3255.98	1102.5	1369.9	75.54	70.38	24.46	29.62
Niveau	2885.36	2689.87	1188.4	1482.0	70.83	64.48	29.17	35.52
Niveau	1923.92	2017.79	767.38	977.91	71.49	67.36	28.51	32.64
Niveau	940.38	890.9	913.32	1209.6	50.73	42.41	49.27	57.59

✓ *Sous charges verticales :*

Tableau IV.11: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau rdc	45163.66	44874.75	50.16	49.84
Niveau 1	39387.24	39731.77	49.78	50.22
Niveau 2	34219.72	33576.94	50.47	49.53
Niveau 3	31544.12	28918.27	52.17	47.83
Niveau 4	23020.63	23130.54	49.88	50.12
Niveau 5	21540.77	18924.11	53.23	46.77
Niveau 6	15800.92	13973.41	53.07	46.93
Niveau 7	12513.56	10088.99	55.36	44.64
Niveau 8	7697.22	6137.74	55.64	44.36
Niveau 9	3256.96	2880.51	53.07	46.93

Avec :

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

F2 : la charge horizontale suivant Y

➤ **Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (**R=3,5**)

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

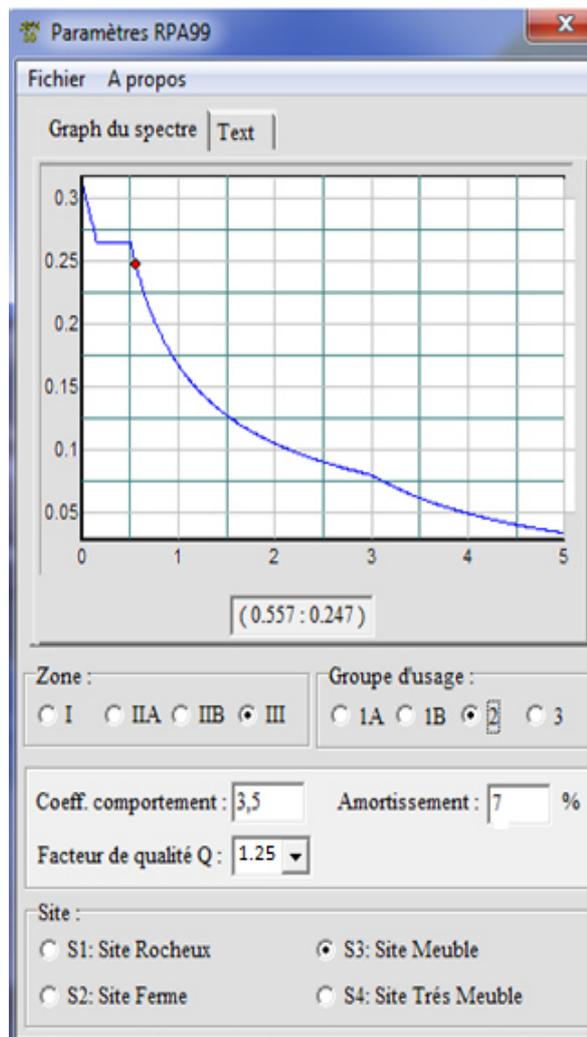


Figure IV.7 : spectre de réponse

2) Distribution des forces sismique selon la hauteur :

➤ Sens xx :

$$V_x = 11854.4533 \text{ KN}$$

Tableau IV.12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx
 $\zeta=7\%$

Niveau	W(KN)	hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau s sol	11621.083	3.06	421550452.3	1780282.633	236.79
Niveau rdc	10144.1943	6.46	776840049.3	1780282.633	436.36
Niveau 1	9661.06556	9.52	1090293713	1780282.633	612.43
Niveau 2	9451.71428	12.58	1409524912	1780282.633	791.74
Niveau 3	9235.78833	15.64	1712348863	1780282.633	961.84
Niveau4	9049.17466	18.7	2006005444	1780282.633	1126.79
Niveau 5	8855.98437	21.76	2284426884	1780282.633	1283.18
Niveau 6	8692.10537	24.82	2557456701	1780282.633	1436.55
Niveau 7	8521.65172	27.88	2816424283	1780282.633	1582.01
Niveau 8	8332.19609	30.94	3056056095	1780282.633	1716.61
Niveau 9	7377.09842	34.00	2973349936	1780282.633	1670.16

➤ *Sens yy :*

➤ $V_y = 12078.9882\text{KN}$

Tableau IV.13: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy
 $\xi=7\%$

Niveau	W(KN)	hi(m)	W*hi*V	$\Sigma W*hi$	Fi(KN)
Niveau s sol	11621.083	3.06	429535028.8	1780282.633	241.27
Niveau rdc	10144.1943	6.46	791554157	1780282.633	444.62
Niveau 1	9661.06556	9.52	1110944938	1780282.633	624.03
Niveau 2	9451.71428	12.58	1436222687	1780282.633	806.74
Niveau 3	9235.78833	15.64	1744782420	1780282.633	980.06
Niveau4	9049.17466	18.7	2044001143	1780282.633	1148.13
Niveau 5	8855.98437	21.76	2327696156	1780282.633	1307.49
Niveau 6	8692.10537	24.82	2605897424	1780282.633	1463.75
Niveau 7	8521.65172	27.88	2869770104	1780282.633	1611.97
Niveau 8	8332.19609	30.94	3113940776	1780282.633	1749.13
Niveau 9	7377.09842	34.00	3029668082	1780282.633	1701.79

3) Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) *Principe de calcul :* (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad \text{Avec :}$$

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% h_0$ Avec : h_0 : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ *Sens longitudinal:*

Tableau IV.14: Le déplacement inter-étage dans le sens xx

SENS XX							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k(m)	δ_{K-1}	Δ_k (x)	$\Delta_{k \text{ adm}}$	Observation
Niveau 9	0,0285	3.5	0.09975	0.08995	0.0098	0.0306	C.V
Niveau 8	0,0257	3.5	0.08995	0.07945	0.0105	0.0306	C.V
Niveau 7	0,0227	3.5	0.07945	0.06825	0.0112	0.0306	C.V
Niveau 6	0,0195	3.5	0.06825	0.0567	0.01155	0.0306	C.V
Niveau 5	0,0162	3.5	0.0567	0.04515	0.01155	0.0306	C.V
Niveau 4	0,0129	3.5	0.04515	0.03395	0.0112	0.0306	C.V
Niveau 3	0,0097	3.5	0.03395	0.0231	0.01085	0.0306	C.V
Niveau 2	0,0066	3.5	0.0231	0.01365	0.00945	0.0306	C.V
Niveau 1	0,0039	3.5	0.01365	0.0063	0.00735	0.0306	C.V
Niveau rdc	0,0018	3.5	0.0063	0.0007	0.0056	0.034	C.V
Niveau s sol	0,0002	3.5	0.0007	0	0.0007	0.0306	C.V

➤ *Sens transversal:***Tableau IV.15:** Le déplacement inter-étage dans le sens yy

SENS YY							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	$\delta k(m)$	δ_{K-1}	Δ_k (y)	$\Delta_{k adm}$	Observation
Niveau 9	0,0284	3.5	0.0994	0.0882	0.0112	0.0306	C.V
Niveau 8	0,0252	3.5	0.0882	0.07665	0.01155	0.0306	C.V
Niveau 7	0,0219	3.5	0.07665	0.0651	0.01155	0.0306	C.V
Niveau 6	0,0186	3.5	0.0651	0.0532	0.0119	0.0306	C.V
Niveau 5	0,0152	3.5	0.0532	0.042	0.0112	0.0306	C.V
Niveau 4	0,012	3.5	0.042	0.03115	0.01085	0.0306	C.V
Niveau 3	0,0089	3.5	0.03115	0.021	0.01015	0.0306	C.V
Niveau 2	0,006	3.5	0.021	0.0126	0.0084	0.0306	C.V
Niveau 1	0,0036	3.5	0.0126	0.00595	0.00665	0.0306	C.V
Niveau rdc	0,0017	3.5	0.00595	0.0014	0.00455	0.034	C.V
Niveau s sol	0,0004	3.5	0.0014	0	0.0014	0.0306	C.V

➤ **Conclusion :**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

4) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA 99 [art5-9]

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau

$$(K) \quad P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

Tel que :

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ *Sens longitudinal :*

Tableau IV.16: Vérification de l'effet P-Delta sens x x $\xi=7\%$

Niveau	P_k	V_x	H_k	Δ_k	θ_{Kx}	< 0.1
Niveau 9	7377.09842	2798.76	3.06	0.0098	0.0084	Vérifier
Niveau 8	1509.2945	5060.29	3.40	0.0105	0.0105	Vérifier
Niveau 7	24230.9462	6861.8	3.06	0.0112	0.0112	Vérifier
Niveau 6	32923.0516	8369.29	3.06	0.01155	0.01155	Vérifier
Niveau 5	41779.036	9676.26	3.06	0.01155	0.01155	Vérifier
Niveau 4	50828.2106	10829.35	3.06	0.0112	0.0112	Vérifier
Niveau 3	60063.999	11839.67	3.06	0.01085	0.01085	Vérifier
Niveau 2	69515.7132	12703.53	3.06	0.00945	0.00094	Vérifier
Niveau 1	79176.7788	13375.22	3.06	0.00735	0.00735	Vérifier
Niveau rdc	89320.9731	13849	3.06	0.0056	0.0056	Vérifier
Niveau s.sol	100942.056	13967.04	3.06	0.0007	0.0007	Vérifier

❖ *Sens transversal :***Tableau IV.17:** Vérification de l'effet P-Delta sens yy $\zeta=7\%$

Niveau	P_k	V_y	H_k	Δ_k	θ_{Kx}	< 0.1
Niveau 9	7377.09842	2920.13	3.06	0.0112	0.0092	Vérifier
Niveau 8	1509.2945	5230.51	3.40	0.01155	0.0102	Vérifier
Niveau 7	24230.9462	7013.03	3.06	0.01155	0.0130	Vérifier
Niveau 6	32923.0516	8483.38	3.06	0.0119	0.0150	Vérifier
Niveau 5	41779.036	9751	3.06	0.0112	0.0156	Vérifier
Niveau 4	50828.2106	10884.34	3.06	0.01085	0.0165	Vérifier
Niveau 3	60063.999	11890.86	3.06	0.01015	0.0167	Vérifier
Niveau 2	69515.7132	12778.28	3.06	0.0084	0.0149	Vérifier
Niveau 1	79176.7788	13493.31	3.06	0.00665	0.0127	Vérifier
Niveau rdc	89320.9731	14038.6	3.06	0.00455	0.0094	Vérifier
Niveau s.sol	100942.056	14299.15	3.06	0.0014	0.0032	Vérifier

➤ **Conclusion :**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

5) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:➤ **vérification au renversement :** (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$\checkmark \quad M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark \quad M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy(Xg, Yg)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

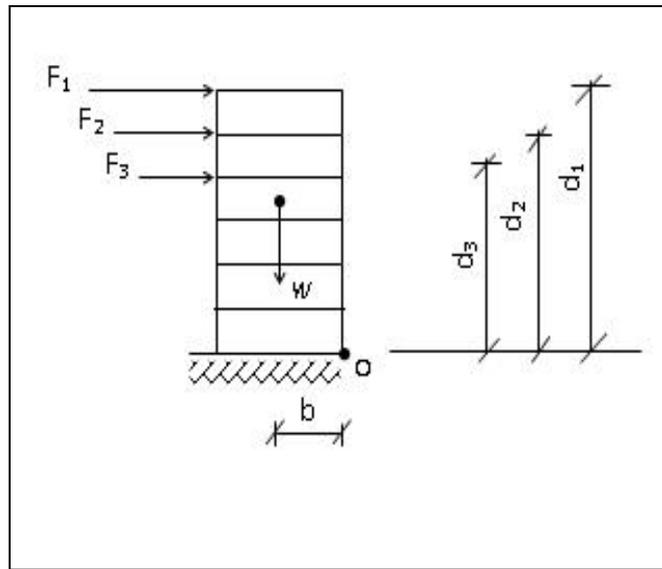


Figure IV.8 : Le moment de renversement

Sens xx :

Tableau IV .18 : Calcul le moment de renversement sens xx $\zeta=7\%$

<i>Niveau</i>	<i>Di(m)</i>	<i>Fxi(KN)</i>	<i>Fxi*di(KN.m)</i>
<i>Niveau 9</i>	34.00	1670.16	56785.44
<i>Niveau 8</i>	30.94	1716.61	53111.9134
<i>Niveau 7</i>	27.88	1582.01	44106.4388
<i>Niveau 6</i>	24.82	1436.55	35655.171
<i>Niveau 5</i>	21.76	1283.18	27921.9968
<i>Niveau 4</i>	18.7	1126.79	21070.973
<i>Niveau 3</i>	15.64	961.84	15043.1776
<i>Niveau 2</i>	12.58	791.74	9960.0892
<i>Niveau 1</i>	9.52	612.43	5830.3336
<i>Niveau rdc</i>	6.46	436.36	2818.8856
<i>Niveau s sol</i>	3.06	236.79	724.5774
			$\Sigma=273028.9988$

❖ Sens yy :

Tableau IV .19 : Calcul le moment de renversement sens yy $\zeta=7\%$

<i>Niveau</i>	<i>Di(m)</i>	<i>Fyi(KN)</i>	<i>Fxi*di(KN.m)</i>
<i>Niveau 9</i>	34.00	1701.79	57860.86
<i>Niveau 8</i>	30.94	1749.13	54118.0822
<i>Niveau 7</i>	27.88	1611.97	44941.7236
<i>Niveau 6</i>	24.82	1463.75	36330.275
<i>Niveau 5</i>	21.76	1307.49	28450.9824
<i>Niveau 4</i>	18.7	1148.13	21470.031
<i>Niveau 3</i>	15.64	980.06	15328.1384
<i>Niveau 2</i>	12.58	806.74	10148.7892
<i>Niveau 1</i>	9.52	624.03	5940.7656
<i>Niveau rdc</i>	6.46	444.62	2872.2452
<i>Niveau s sol</i>	3.06	241.27	738.2862
			$\Sigma=278200.1788$

➤ *Calcul de centre de gravité de la structure :*

Tableau IV.20: Centre de gravité et de torsion

Niveau	x_i (m) x_g	Y_i (m) y_g	M_i (t)masse	$M_i.X_i$	$M_i.Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
<i>S sol</i>	14,169	10,154	1184.616	16784.8241	12028.59086		
<i>rdc</i>	14,288	9,917	1034.0667	14774.74501	10254.83946		
<i>1</i>	14,28	9,919	984.8181	14063.20247	9768.410734		
<i>2</i>	14,281	9,914	963.4775	13759.42218	9551.915935		
<i>3</i>	14,281	9,91	941.4667	13445.08594	9329.934997		
<i>4</i>	14,282	9,905	922.4439	13174.34378	9136.80683		
<i>5</i>	14,283	9,9	902.7507	12893.98825	8937.23193		
<i>6</i>	14,283	9,895	886.0454	12655.38645	8767.419233		
<i>7</i>	14,284	9,891	868.6699	12408.08085	8592.013981		
<i>8</i>	14,286	9,85	849.3574	12133.91982	8366.17039		
<i>9</i>	14,286	9,863	751.9978	10743.04057	7416.954301		
Σ			10289.7101	132786.9002	102150.2887	12.90	9.93

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{cases}$$

b : les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction

Tableau IV.21 : Vérification de renversement. $\xi=7\%$

	W (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r
<i>Sens longitudinal</i>	100942.056	15.6	1574696.074	273028.9988	5.77
<i>Sens transversal</i>	100942.056	7.17	723754.5415	278200.1788	2.60

➤ *Conclusion :*

L'ouvrage est donc n est pas stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

i)- Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d: \text{ l'effort normal maximal}$$

B_c : l'air de section brute

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.22: Vérification de l'effort normal réduit.

	Type	Section	N(KN)	f_{c28} (MPa)	N_{dr} (KN)	Vérification
S.S	1	60X60	1411.63	25	0.16	vérifié
EC1+RDC	2	55X55	1213.78	25	0.16	vérifie
EC2+EC3	3	50X50	1092.84	25	0.17	vérifie
EC4+EC5	4	45X45	795.68	25	0.16	vérifie
EC6+EC7	5	40X40	514.78	25	0.13	vérifie
EC8+EC9	6	35X35	245.82	25	0.10	vérifie

Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Introduction:

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre structure. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93, BAEL91/99 et RPA99/2003).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2.Ferrailages des poteaux:

V.2.1.Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être dans l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Tableau V.1: Valeur des paramètres de calcul des différentes situations.

Situation	Béton				Acier		
	θ	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu}	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	0.85	1.15	25	18.48	1	400	400

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations:

V.2.2. Combinaisons d'actions:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon BAEL91/99 :

- ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$ (situation durable)
- ✓ ELS : $G + Q$ (situation durable)

➤ Selon RPA99/2003 :

- ✓ $G + Q + E$ (situation accidentelle)
- ✓ $0.8G \pm E$ (situation accidentelle)

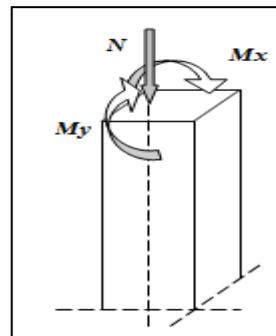


Figure V.1: effort des poteaux

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

1. $N_{compression}^{max}, \text{Max}(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$
2. $N_{traction}^{max}, \text{Max}(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$
3. $\text{Max}(M_{2-2}^{max}, M_{3-3}^{max}), N^{corr}$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB :

- ✓ comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre M_{3-3} et M_{2-2} et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.
- ✓ L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par ETABS, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

➤ situation durable:

Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux à sollicitation durable.

zone	Nmax		N CORES	N
	M2	M3	M2max	M3max
Zone1	1665.33		1473.6	82.88
	3.214	0.218	53.413	6.681
Zone2	1941		978.45	753.61
	18.753	0.321	-19.476	10.883
Zone3	1502.64		981.45	549.47
	0.089	2.696	20.028	13.399
Zone4	1093.81		685.4	354.15
	2.491	5.568	24.105	15.478
Zone5	707.21		410.09	482.79
	3.299	7.839	25.753	18.32
Zone6	336.83		153.39	149.57
	3.778	8.683	25.908	19.949

➤ situation accidentelle:

Tableau V.3: Sollicitations dans les poteaux à sollicitation accidentelle.

zone	Nmax		N CORES	NCORES
	M2	M3	M2max	M3max
Zone1	5005.08		1753.95	2272.27
	76.217	1.168	158.572	98.128
Zone2	4853.32		348.92	1727.27
	96.15	-44.443	205.468	228.171
Zone3	2726.56		533.57	556.93
	45.885	25.077	196.963	168.74
Zone4	1393.25		357.38	384.32
	20.313	24.233	193.802	168.675
Zone5	774.65		196.39	225.12
	46.471	28.686	165.216	164.801
Zone6	358.53		37.8	65.61
	33.886	21.81	127.438	121,145

V.2.3. Calcul le ferrailage longitudinale:

➤ **Recommandations du RPA99 /V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est de 0,9% en zone III.
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de 12 mm.
- la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .
- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max}(h_c/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

➤ **Recommandations du «BAEL99» :**

Ferrailage minimum d'après le BAEL99 est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h.

$$d = 0,9h$$

➤ **Le ferrailage minimal d'après CBA93 :**

Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donnée par : $A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$

Les résultats des efforts et ferrailages des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4: Armatures maximales et minimales pour chaque

Zone	Section (cm ²)	BAEL91		CBA93	RPA99/v2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courant	A _{max} (cm ²) Zone recouvrement
Zone I	(60x60)	7.2	180	3.91	32.4	108	216
Zone II	(55x55)	6.05	151.25	3.29	27.225	90.75	181.5
Zone III	(50x50)	5.00	125	2.72	22.5	75	150
Zone IV	(45x45)	4.05	101.25	2.20	18.225	60.75	121.5
Zone V	(40x40)	4.00	80	1.74	14.4	48	96
Zone VI	(35x35)	4.00	61.25	1.33	11.025	36.75	73.5

On calcule le ferrailage des trois types des poteaux dans les différentes combinaisons et on prend le cas où le ferrailage est plus défavorable.

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centré ou à la flexion composée :

Pour que la section travail à la compression centré il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

donc
$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

Et :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2)$$

Avec :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} \\ \frac{0.2B}{100} \end{array} \right\}$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

Si non la section travail à la flexion composée.

Pour que la section effectivement travail à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15 \text{ cm} \right\}$$

Si la section effectivement travail à la flexion composée le ferrailage fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de la section.

$M = Ne_T$ moment corrigés de la section.

Avec :

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

e_T : Excentricité totale de la section.

e_0 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanente, au moment total du premier ordre, ces moment étant pris avant application des coefficient γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right)$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation

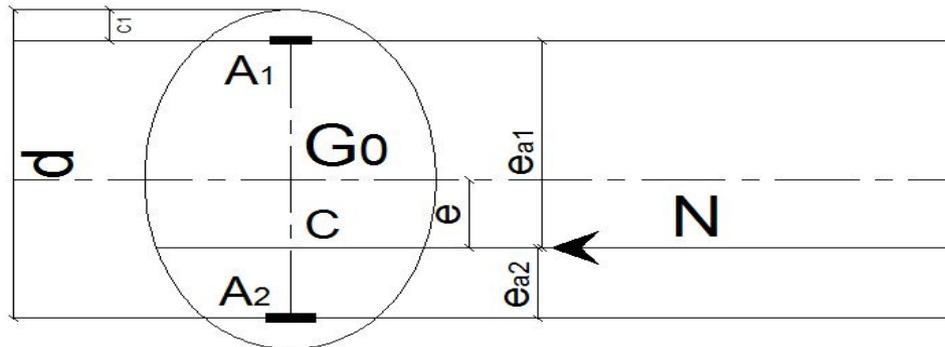
instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Pour le calcul de ferraillage à la flexion composée la 1^{ère} question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$



✓ La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

$$\text{Et} \quad N(d - C') - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C') b h \sigma_b$$

Si la condition précédant est vérifiée donc : $A_2 = 0$

$$\text{Et} \quad A_1 = \frac{N - \psi b h \bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

$$\text{Avec:} \quad \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - C') - M_1}{b h^2 \bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

Et : $\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$ à partir de diagramme de déformation de l'acier

Telle que :

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h)\bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2(d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2} - A_1$$

✓ La section d'armature minimale :

$A_{min} \geq 4 \times$ le périmètre de la section en mètre

➤ **Exemple de calcul :**

On considère comme exemple le ferrailage des poteaux au niveau de S.Sol1 et ayant les caractéristiques suivantes :

$S = 60 \times 60$ (cm²) $C = C' = 3$ cm Acier Fe E400 $L = 3,06$ m $d = 54$ cm.

➤ **Calcul des armatures longitudinal :**

✓ **combinaison à l'ELU (Effort normale de compression + Moment):**

$N_{max} = 5005.08$ (KN) $M_{corr} = 76.217$ (KN.m)

Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{76.217}{5005.08} = 0.015 \text{ m} < \frac{b}{12} = \frac{0,6}{12} = 0,05 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

donc $A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7 \times 3,06 \times \sqrt{12}}{0,6} = 12.37$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{5005.08}{0.83} - 3364 \frac{25}{0.9 \times 1.15} \right] \frac{1}{400} = -188.06 \text{ cm}^2 < 0$$

on a:

$$A_s < 0 \implies A_2 = 0$$

✓ **combinaison à l'ELU (Effort normale de traction + Moment):**

$$N_{\max} = -2272.27 \text{ (KN)} \quad M_{\text{corr}} = 98.128 \text{ (KN.m)}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{98.128}{2272.27} = 0,043 \text{ m} < d - \frac{h}{2} = 0,54 - \frac{0,6}{2} = 0,24 \text{ m}$$

Donc la section est entièrement tendue.

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,6} = 3,57 \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15 \text{ cm} \right\} = \text{Max}\{1,43; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + d - \frac{h}{2} = 0,043 + 0,54 - \frac{0,6}{2} = 0,283 \text{ m}$$

✓ La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$e_{a1} = h/2 - 2C - e_0 = 0,6/2 - 0,06 - 0,043 = 0,197 \text{ m}$$

$$e_{a2} = h/2 - 2C - e_0 = 0,6/2 - 0,06 + 0,043 = 0,283 \text{ m}$$

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\} \implies A_1 = \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}} = \frac{2272.27 \times 0,283 \times 10}{(0,54 - 0,03) \times 400} = 31.52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\} \implies A_1 = \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}} = \frac{2272.27 \times 0,197 \times 10}{(0,54 - 0,03) \times 400} = 21.94 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{min(RPA)}})$$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux sous sollicitation durable:

Tableau V.5: Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables.

Zone	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A' _{cal} (cm ²)	e ₀ (cm)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix des barres	A _{S adop} (cm ²)
Zone I	(60x60)	0	3.32	0.015	3.91	32.4	8HA20 + 4HA16	33.17
		0	0	0.0002 3				
		0	0	0.090				
		31.52	21.94	0.043				
Zone II	(55x55)	2.52	13.81	0.0198	3.29	27.225	4HA20 + 8HA16	28.65
		5.56	10.77	0.009				
		0	7.4	0.588				
		0	0	0.1320				
Zone III	(50x50)	0	0	0.016	2.72	22.5	12HA16	24.13
		0	0	0.009				
		0	6.44	1.4936				
		0	3.94	0.302				
Zone IV	(45x45)	0	0	0.014	2.20	18.225	12HA14	18.47
		0	0	0.017				
		0	10.7	0.5422				
		0	8.07	0.4388				
Zone V	(40x40)	0	0	0.059	1.74	14.4	4HA14 + 8HA12	15.21
		0	0	0.037				
		0	12.64	0.8412				
		0	12.32	0.732				
Zone VI	(35x35)	0	0	0.0945	1.33	11.025	8T14	12.32
		0	0	0.06				
		0	10.14	3.37				
		0	12.04	1.84				

On prend le ferrailage longitudinal des poteaux selon la sollicitation durable seulement, parce qu'on fait le ferrailage selon RPA.

Longueur de recouvrement: RPA/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r=50\Phi$

Pour: T20..... $L_r=100$ cm

Pour: T16..... $L_r=80$ cm

Pour: T14..... $L_r=70$ cm

Pour: T12..... $L_r=60$ cm

V.2.4.Calcul le ferrailage transversale: (RPA 99 7.4.2.2) :

Les armatures transversales notées A_t des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul

h : hauteur de la section

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda < 5$$

t : l'espacement des cadres

$$\text{telle que : } \lambda = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

✓ **Détermination des espacements des cadres :**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_1)$

ϕ_1 : Diamètre min des armatures longitudinal

Donc on adopte un espacement uniforme de 8 cm.

On adopte un espacement de:

10cm en zone nodale.

12cm en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme

suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$

Poteaux de S.Sol (60x60) :

$$V_{\max} = 66.86 \text{ KN}$$

Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.6} = 3.57 < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 10 \times 3.75 \times 66.86}{0.6 \times 400} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{6HA8}$$

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t. \text{ben } \%$ est donnée comme suit :

$\lambda_g < 5$ donc on prend un pourcentage minimal par interpolation = 0,3%

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{b \times t} \geq 0.3\% \times S \left(\frac{\text{RPA99}}{2003} \right) \dots \dots \frac{3.02}{12 \times 60} = 0.42\% > 0.3\% \dots \dots C. \text{ vérifiée}$$

Zone nodale :

$$A_t = \frac{0.1 \times 10 \times 3.75 \times 66.86}{0.6 \times 400} = 1.045 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ **4HA8**

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{b \times t} = 0.3\% \times S(\text{RPA99/2003}) \dots\dots \frac{2.01}{10 \times 60} = 0.335\% > 0.3\% \dots\dots C. \text{vérifiée}$$

Tableau V.6: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Pot	V (KN)	Lf (m)	λg (%)	pa	Zone	St (cm)	Atcal (cm2)	Choix	As adopt	% Cal	% min
60x60	66.86	2.142	3.57	3.75	Nodale	10	1.045	4HA8	2.01	0.335	0,3
					Courant	12	1.25	6HA8	3.02	0.42	0,3
55x55	21.74	2.142	3.89	3.75	Nodale	10	0.37	4HA8	2.01	0.37	0,3
					Courant	12	0.44	6HA8	3.02	0.46	0,3
50x50	18.85	2.142	4.284	3.75	Nodale	10	0,35	4HA8	2.01	0.40	0,3
					Courant	12	0.42	6HA8	3.02	0.50	0,3
45x45	17.21	2.142	4.76	3.75	Nodale	10	0.36	4HA8	2.01	0.45	0,3
					Courant	12	0.43	6HA8	3.02	0.56	0,3
40x40	18.17	2.142	5.36	2.5	Nodale	10	0.28	4HA8	2.01	0.5	0,3
					Courant	12	0.34	6HA8	3.02	0.63	0,3
35x35	18.74	2.142	6.12	2.5	Nodale	10	0.33	4HA8	2.01	0.57	0,3
					Courant	12	0.40	6HA8	3.02	0.72	0,3

V.2.5: Vérification des poteaux à l'ELU:

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible ;

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4,35 \text{ MPa (Situation Accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tableau V.7: Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.

Poteau	Contrainte de cisaillement			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
60x60	66.86	0.206	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
55x55	21.74	0.080	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
50x50	18.85	0.084	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
45x45	17.21	0.094	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
40x40	18.17	0.126	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
35x35	18.74	0.0169	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

V.2.6: Vérification des poteaux à l'ELS:

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

b) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

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

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

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{ser,max}; M_{ser,corr}$) et ($M_{ser,max}; N_{corr}$), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ($N_{ser,max}; M_{ser,corr}$), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau:

Tableau V.8: Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.

	$N_{ser}(kN)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_{inf}(MPa)$	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
60x60	1213.78	2.272	3.31	3.43	15	CV
55x55	1411.63	13.568	3.54	4.3	15	CV
50x50	1092.84	1.916	2.98	3.09	15	CV
45x45	795.68	3.994	2.1	2.32	15	CV
40x40	514.78	5.642	1.27	1.59	15	CV
35x35	245.82	6.26	0.51	0.68	15	CV

V.2.7: Vérification au flambement:

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement

$$N_{max} = 1665.33 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 2.142 \text{ m}$$

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{0.6 \times 0.6^3}{12} = 0.0108 \text{ m}^4$$

$$B = 0.64 \text{ m}^2$$

Soit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0108}{0.36}} = 0.17 \text{ m}$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.17 \text{ ; } \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 12.6$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots \dots \dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \quad \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.85$$

On vérifie que :

$$Br \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{1665.33}{0.84 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 90.12$$

Nous avons :

$$Br = [(60 - 3)(60 - 3)] = 5929 \text{ cm}^2 > 90.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

V.2.8: Vérification de l'effort normal ultime :

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultim} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

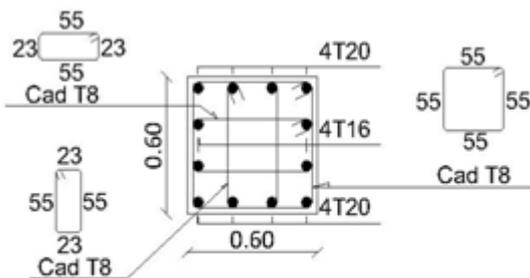
• **Calcul de N_{ultim} :**

$$N_{ultim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.84 \left[\frac{0.5929 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.17 \times 10^{-4} \cdot \frac{400}{1.15} \right] \times 10^3$$

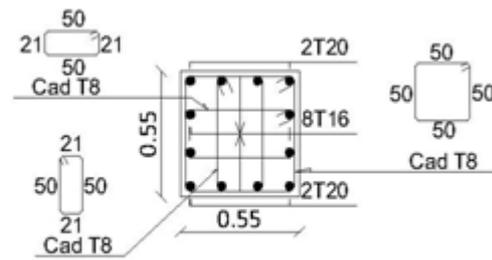
$$N_{ultim} = 110192.03 \text{ kN} > N_{max} = 5005.08 \text{ kN} \dots C.V$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

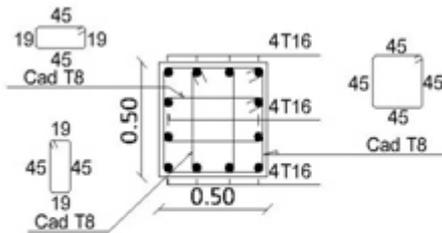
Tableau V.9: Vérification de l'effort normal ultime.								
Poteau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ulim} (kN)	Vérification
S.SOLL	60x60	3.06	2.142	12.6	33.17	5005.08	110192.03	Vérifiée



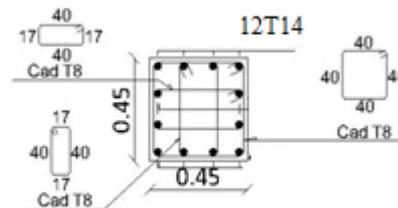
poteaux 60x60 "zone I"



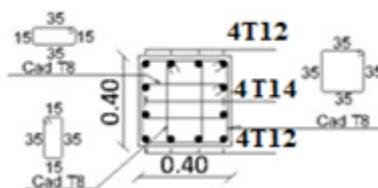
poteaux 55x55 "zone II"



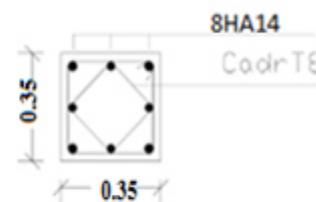
poteaux 50x50 "zone III"



poteaux 45x45 "zone IV"



poteaux 40x40 "zone V"



Poteaux 35x35 "zone VI"

Figure. V.2 : Ferraillage des poteaux

V.3.Ferrailages des poutres:

V.3.1.Introduction:

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple .

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

Tableau V.10: Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations.

Situation	Béton				Acier		
	θ	γ_b	$f_{c28} (MPa)$	f_{bu}	γ_s	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Durable	1	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	0.90	1.15	25	18.48	1	400	400

V.3.2.Combinaisons d'actions:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91/99 :
 - ✓ ELU : 1.35G+1.5Q (situation durable)
- ELS : G+Q (situation durable)

Selon RPA99/2003 :

- ✓ G+Q+E (situation accidentelle)
- ✓ $0.8G \pm E$ (situation accidentelle)

V.3.3. Recommandations du RPA99 version 2003:

a) Les armatures longitudinales:

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6 % en zone recouvrement

Les poutres supportant de faibles changes verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

- La longueur minimale de recouvrement est de :

$$40\phi \text{ en zone I \& II}$$

$$50\phi \text{ en zone III}$$

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudée 90°

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées.

b) Les armatures transversales:

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003.S.b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Tableau V.11: Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.

Combinaisons	Situation durable		Situation accidentelle		ELS		Effort
	1,35G+1,5Q		0.8G±E et G+Q±E(kN.m)		(G+Q)		
Position	T	A	T	A	T	A	227.84
P.P.L.V	30.403	-45.236	30.437	-36.369	22.225	-33.114	
P.P.N.L.V	43.91	-70.074	128.782	-143.279	32.152	-51.247	
P.S.L.V	7.34	-10.24	14.709	-20.212	5.436	-7.582	
P.S.N.L.V	25.572	-43.543	76.576	-88.041	18.409	-31.65	

V.3.4.Exemple de calcul:

Les poutres travaillent à la flexion simple. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

a) Calcul les armatures longitudinales:

Poutres porteuses (poutres principales) (30X40) :

La poutre la plus sollicitée

➤ Ferraillage sous la combinaison : 1.35G+1.5Q :

✓ Ferraillage en travée :

$$\theta=1; \gamma_b=1,5; \gamma_s=1,15$$

$$M_t=43.91\text{KN.m}$$

$$M_a=70.074\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.079 < \mu_{lu} = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\mu_{bu}) = (1 - 0.4 \times 0.079) = 34.85\text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_b \times \sigma_{st}} = \frac{43.91 \times 10^5}{34.85 \times 348 \times 10^2} = 3.62 \text{ cm}^2$$

✓ Ferraillage sur appuis :

$$\mu_{bu} = 0.127 < \mu_{lu} = 0.391 \Rightarrow A' = 0.$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\mu_{bu}) = (1 - 0.4 \times 0.127) = 34.17\text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_b \times \sigma_{st}} = \frac{70.074 \times 10^5}{34.17 \times 348 \times 10^2} = 5.89 \text{ cm}^2$$

==> Pourcentage exigé par RPA99/v2003:

Poutres principales :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement)}$$

==> Condition de non fragilité (BAEL91):

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c} = 1,449 \text{ cm}$$

Tableau V.12: Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	Travée + Appuis	M(KN.m)	As (cm ²)	BAEL	RPA	Choix des barres	Aadopt
PP	Travée	128.782	11.52	1.449	6	3HA20+2HA16	13,44
	Appuis	-143.279	13.08			3HA20+2HA16	13,44
PP liées aux voiles	Travée	30.403	2.43			5HA14	7,70
	Appuis	-45.236	3.67			6HA14	9,24
PS	Travée	76.576	7.65	1,141	5.25	3HA16+2HA14	9.106
	Appuis	-88.041	8.97			3HA16+2HA14	9.106
PS liées aux voiles	Travée	14.709	1.35			3HA14+2HA12	6,88
	Appuis	20.212	1.86			3HA14+2HA12	6,88

b) Calcul les armatures transversales :

Les armatures transversales ainsi leurs espacements sont tirés à partir des formules de "RPA99 version 2003 ^[2]" et celle du "BAEL 91 modifié 99 ^[1]"

a) D'après BAEL 91 modifié 99 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$

$A_t \geq 0.4.b.St/fe$

b: Largeur de la poutre.

S_t : L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

-Poutre Principale:

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

On adopter l'espacement suivant : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

$$A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2/400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2.$$

-Poutre Secondaire :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

On adopter l'espacement suivant : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

$$A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2/400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2.$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\underline{\text{P.P}} \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min}\right) = \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\underline{\text{P.S}} \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min}\right) = \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) D'après RPA99 version 2003 [2]:

- ✓ La quantité d'armature transversal est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

- Zone nodale : **$St \leq \min (h/4, 12\phi_t, 30\text{cm})$** .

- Zone courante : $St \leq \frac{h}{2}$

Poutre Principale :

Zone nodale : $St \leq \min (40/4, 12\phi_t, 30\text{cm})$.

On prend: **St =10cm**

- Zone courante : **St ≤ h/2.**

On prend: **St =15cm**

Poutre Secondaire :

Zone nodale : $St \leq \min (35/4, 12\phi_t, 30\text{cm})$.

On prend: **St =10cm**

Zone courante : : **St ≤ h/2.**

On prend: **St =15cm**

En zone nodale :..... $S_t=10\text{cm}$

En zone courante :..... $S_t=15\text{cm}$

On aura alors:

En zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : $4\phi 8$ $A_t=2,01\text{cm}^2$

- ✓ Recouvrement des barres longitudinales :
- la longueur de recouvrement dans la zone III est :
 - 50ϕ en zone III
- $L_r=50.2=100\text{cm}$

-Vérification à l'ELU :

Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant

Tableau V.13: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU.

	Contrainte de cisaillement			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	OBS
Travée	97.97	0.91	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Appui liée au poteau	97.8	0.91	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Travée	80.62	0,75	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Appui liée au voile	80.62	0,75	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau V.14: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU.

	Contrainte de cisaillement			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	OBS
Travée	44.68	0.47	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Appui liée au poteau	45.13	0.48	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Travée	20.86	0.22	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Appui liée au voile	20.95	0.22	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

d) Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s+A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s+C'A'_s)}{7.5(A_s+A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau V.15: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale

	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Travée	32.152	5.8	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au poteau	51.247	9.2	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	22.225	4	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au voile	33.114	5.9	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau V.16: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire

	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Travée	18.409	4.4	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au poteau	31.65	7.6	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	5.436	1.3	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au voile	7.582	1.8	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

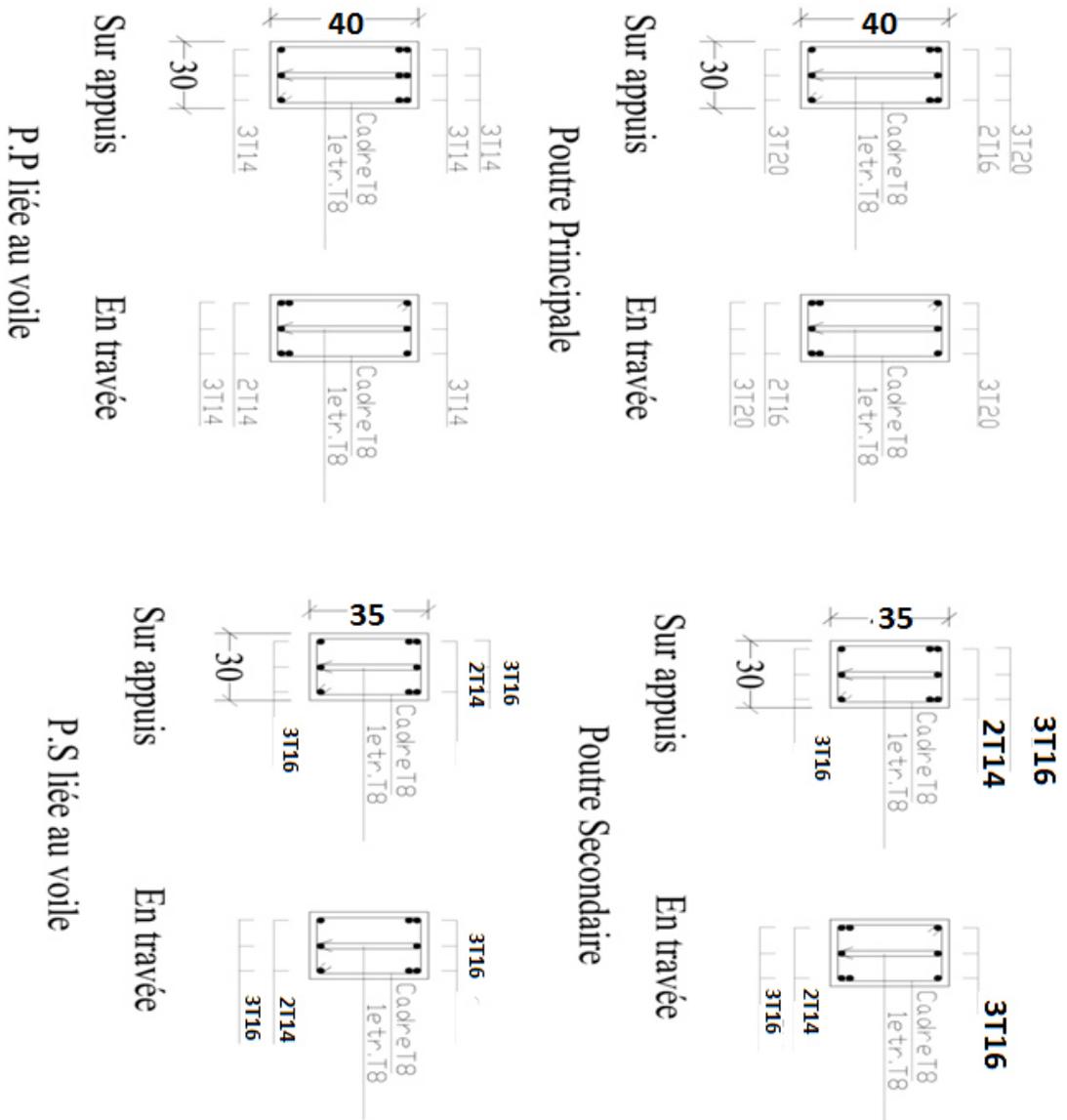


Figure. V.3 : Ferrailage des poutres.

V.4.Ferrailages des voiles:

V.4.1.Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face a ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

-Notre ouvrage comprend (3) types de voiles (type 1 L_x= 3.50m et type deux L_x = 2.90 m et type trois L_x= 3 m),selon (xx) et deux types de voiles selon(y-y) (type 1 L_y = 1.80m et type deux L_y = 4.06 m). que 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** : SSol
- **Zone II**: 1ère, RDC.
- **Zone III** : 2ème , 3ème étage.
- **Zone IV** :, 4ème, 5ème étage.
- **Zone V**:5ème, 6ème, 7ème étage.
- **Zone VI** : 8ème, 9ème étage.

V.4.2. Recommandations du RPA99/2003 :

a. Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. 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 : $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$ Avec $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Armatures de potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.3. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL91/99	}	1.35 G + 1.5 Q
		G + Q
Selon le RPA99/2003	}	G + Q + E
		0.8G + E

V.4.4. Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

4. $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
5. $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
6. M_{max}, N_{corr}

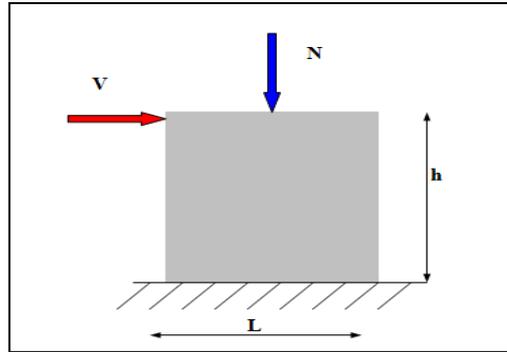


Figure. V.4 : effort externe des voiles.

V.4.4.1. Présentation de la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

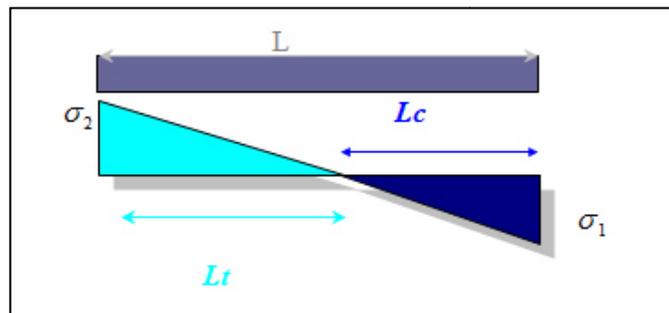


Figure V.5: Contraintes des voiles.

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L \quad A_v = \frac{F - Bf_{bc}}{f_e} \quad F : \text{volume de contrainte.}$$

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L \quad A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le

volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.

Si $A_v > A_{\min}$, on avec A_v .

V.4.4.2.Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I) de ($L = 3.5 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$)

➤ Détermination des sollicitations :

$$N = 2342.45 \text{ KN}$$

$$M = 3.707 \text{ KN.m}$$

$$V = 35.07 \text{ KN}$$

$$B = L \times e = 0.7 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = \frac{0,2 \times 3.5^3}{12} = 0.7145833 \text{ cm}$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.75 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{2342.45}{0.7} + \frac{3.707 \times 1.75}{0.714583} = 3355.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-1878.83}{0.7} - \frac{67.405 \times 1.75}{0.714583} = 3337.28 \text{ kN/m}$$

⇒ la section du voile est entièrement tendue

$$L_T = L = 3.5 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e = \frac{3355.44 + 3337.28}{2} \times 3.5 \times 0.2 = 2342.45 \text{ KN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{2342.45 \times 10}{400} = 58.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min} = \max\left(0.2\% e L_t ; \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0.2 \times 20 \times 35}{100} ; \frac{0.2 \times 3.5 \times 10000 \times 2.1}{400}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(14; 36.75) = 36.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(58.56; 36.75) = 58.56 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\min} / ml) / \text{Face} = (58.56) / 2 = 29.28 \text{ cm}^2$$

Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 35.07 \times 10}{400} = 12.27 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 29.28 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

- Le ferrailage adopté:
- En zone d'about : **Soit 8HA14** ($A_s = 12,3088 \text{ cm}^2$)
- En zone courante : **Soit 13HA14** ($A_s = 20,0018 \text{ cm}^2$)
- Donc A_s adopté : **$A_s = 32.31 / \text{face}$** .

➤ **Espacement**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

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

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

➤ D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{32.31}{4} = 8.08 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 350 = 10.5 \text{ cm}^2$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 10.5 \text{ cm}^2$$

Soit 17HA10=13.35 cm²/nappe avec $S_h = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 35.07 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.5} = 0.078 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ **condition vérifiée**

Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{35.07 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3.5} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1712.48 \times 10^3}{200 \times 3500 + (15 \times 64.62 \times 10^2)} = 2.15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **condition vérifiée**

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau VI.17 : Ferrailage verticale du voile type 1 selon xx

sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
N^{\min}	1040.43	71.336	1661.03	1311.63	SEC	3.5	/	1040.43	26
N^{\max}	2342.45	3.707	3355.44	3337.28	SEC	3.5	/	2342.45	58.56
M^{\max}	1546.14	72.672	2386.74	2030.80	SEC	3.5	/	1546.14	38.65
N^{\min}	1007.65	63.436	1594.85	1284.15	SEC	3.5	/	1007.65	25.19
N^{\max}	2300.56	-11.824	3257.56	3315.47	SEC	3.5	/	2300.56	57.51
M^{\max}	1864.9	-81.293	2465.06	2863.23	SEC	3.5	/	1864.9	46.62
N^{\min}	828.23	99.812	1427.62	938.75	SEC	3.5	/	828.23	20.71
N^{\max}	1995.9	-19.516	2803.49	2899.08	SEC	3.5	/	1995.9	49.90
M^{\max}	1661.51	-126.38	2064.08	2683.09	SEC	3.5	/	1661.51	41.54
N^{\min}	630.91	108.49	1166.99	635.61	SEC	3.5	/	630.91	15.77
N^{\max}	1628.42	-21.705	2273.16	2379.47	SEC	3.5	/	1628.42	40.71
M^{\max}	1399.88	-137.436	1663.25	2336.41	SEC	3.5	/	1399.88	35.00
N^{\min}	420.39	110.984	872.35	328.76	SEC	3.5	/	420.39	10.51
N^{\max}	1178.58	-23.621	1625.84	1741.53	SEC	3.5	/	1178.58	29.46
M^{\max}	1050.39	-141.915	1153.01	1848.10	SEC	3.5	/	1050.39	26.26
N^{\min}	205.38	125.359	600.40	-13.60	SPC	0.08	3.42	0.11	0
N^{\max}	638.1	-25.862	848.24	974.91	SEC	3.5	/	638.1	15.95
M^{\max}	594.02	-158.455	460.55	1236.65	SEC	3.5	/	594.02	14.85

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max}

Tableau VI.18 : Choix des barres du voile type 1 selon xx

L=3.5 m				Choix des barres / nappe									
Z	A_v (cm ²)	A_{vj} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St cm	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	Sh cm
1	58.56	1.35	36.75	29.28	32.31	13HA14	20	8HA14	10	8.08	13,35	17HA10	20
2	57.51	1.13	36.75	28.76	32.31	13HA14	20	8HA14	10	8.08	13,35	17HA10	20
3	49.90	2.60	36.75	24.95	27.004	13HA12	20	8HA14	10	6.75	13,35	17HA10	20
4	40.71	3.20	36.75	20.36	27.004	13HA12	20	8HA14	10	6.75	13,35	17HA10	20
5	29.46	3.58	36.75	14.73	19.248	13HA10	20	8HA12	10	4.81	13,35	17HA10	20
6	15.95	4.18	36.75	7.98	19.248	13HA10	20	8HA12	10	4.81	13,35	17HA10	20

$$A_{H RPA} = 10.5 \text{ cm}$$

Tableau VI.19 : Ferrailage verticale du voile type 2 selon xx

sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
N ^{min}	635.11	45.252	1256.44	933.60	SEC	2.9	/	635.11	15.88
N ^{max}	1754.62	1.302	3029.85	3020.56	SEC	2.9	/	1754.62	43.87
M ^{max}	1010.77	45.677	1905.65	1579.77	SEC	2.9	/	1010.77	25.27
N ^{min}	611.87	42.598	1206.90	902.99	SEC	2.9	/	611.87	15.30
N ^{max}	1732.79	4.779	3004.62	2970.52	SEC	2.9	/	1732.79	43.32
M ^{max}	978.34	44.457	1845.38	1528.21	SEC	2.9	/	978.34	24.46
N ^{min}	517.04	51.862	1076.45	706.45	SEC	2.9	/	517.04	12.93
N ^{max}	1510.1	2.729	2613.36	2593.89	SEC	2.9	/	1510.1	37.75
M ^{max}	837.61	53.325	1634.38	1253.94	SEC	2.9	/	837.61	20.94
N ^{min}	426.09	39.116	874.17	595.10	SEC	2.9	/	426.09	10.65
N ^{max}	1238.13	0.947	2138.09	2131.33	SEC	2.9	/	1238.13	30.95
M ^{max}	688.89	40.079	1330.71	1044.77	SEC	2.9	/	688.89	17.22
N ^{min}	320.18	28.557	653.90	450.17	SEC	2.9	/	320.18	8.00
N ^{max}	901.68	-0.679	1557.04	1552.20	SEC	2.9	/	901.68	22.54
M ^{max}	618.95	-30.685	957.70	1176.61	SEC	2.9	/	618.95	15.47
N ^{min}	188.79	20.895	400.04	250.96	SEC	2.9	/	188.79	4.72
N ^{max}	494.96	-1.947	846.43	860.32	SEC	2.9	/	494.96	12.37
M ^{max}	332.98	-23.987	488.54	659.67	SEC	2.9	/	332.98	8.32

Tableau VI.20 : Choix des barres du voile type 2 selon xx

L=2.9 m				Choix des barres / nappe									
Z	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	Sh (cm)
1	43.87	1.09	30.45	21.94	24.74	11HA12	20	8HA14	10	6.19	10.99	14HA10	20
2	43.32	0.41	30.45	21.66	24.74	11HA12	20	8HA14	10	6.19	10.99	14HA10	20
3	37.75	1.12	30.45	18.88	21.48	11HA12	20	8HA12	10	5.37	10.99	14HA10	20
4	30.95	1.79	30.45	15.48	21.48	11HA12	20	8HA12	10	5.37	10.99	14HA10	20
5	22.54	2.41	30.45	11.27	14.92	11HA10	20	8HA10	10	3.73	10.99	14HA10	20
6	12.37	2.82	30.45	6.19	14.92	11HA10	20	8HA10	10	3.73	10.99	14HA10	20

$$A_{H RPA} = 8.7 \text{ cm}$$

Tableau VI.21 : Ferrailage verticale du voile type 3 selon xx

sollicitat	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
N ^{min}	384.12	384.839	1923	-642.60	SPC	2.25	0.75	192.78	4.195
N ^{max}	1414.53	0.618	2359.61	2355.49	SEC	3	/	1414.53	35.36
M ^{max}	698.75	385.492	2449.56	-120.39	SPC	2.86	0.14	36.117	0.9
N ^{min}	510.01	722.001	3256.69	-1556.65	SPC	2.03	0.97	466.995	11.67
N ^{max}	2021.59	-6.986	3346.03	3392.60	SEC	3	/	2021.59	50.54
M ^{max}	1532.59	-733.023	110.91	4997.73	SEC	3	/	1532.59	38.31
N ^{min}	418.14	379.131	1960.67	-566.87	SPC	2.33	0.67	170.061	4.25
N ^{max}	1777.02	5.357	2979.56	2943.84	SEC	3	/	1777.02	44.43
M ^{max}	819.73	381.376	2637.47	94.96	SEC	3	/	819.73	20.49
N ^{min}	348.09	246.884	1463.10	-182.80	SPC	2.67	0.33	54.84	1.371
N ^{max}	1466.77	5.204	2461.96	2427.27	SEC	3	/	1466.77	36.67
M ^{max}	680.6	248.945	1964.15	304.52	SEC	3	/	680.6	17.02
N ^{min}	273.68	141.402	927.47	-15.21	SPC	2.95	0.05	4.563	0.114
N ^{max}	1072.18	4.253	1801.14	1772.79	SEC	3	/	1072.18	26.80
M ^{max}	516.63	143.105	1338.07	384.03	SEC	3	/	516.63	12.92
N ^{min}	170.56	61.977	490.86	77.68	SEC	3	/	170.56	4.26
N ^{max}	585.21	3.308	986.38	964.32	SEC	3	/	585.21	14.63
M ^{max}	301.59	63.298	713.64	291.66	SEC	3	/	301.59	7.54

Tableau VI.22 : Choix des barres du voile type 3 selon xx

L=3 m				Choix des barres / nappe									
Z o n e	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	Sh (cm)
1	35.36	5.88	31.5	17.68	25.97	11HA14	20	8HA12	10	6.49	12.56	16HA10	20
2	50.54	8.18	31.5	25.27	25.97	11HA14	20	8HA12	10	6.49	12.56	16HA10	20
3	44.43	4.28	31.5	22.22	25.97	11HA14	20	8HA12	10	6.49	12.56	16HA10	20
4	36.67	3.45	31.5	18.34	18.71	11HA12	20	8HA10	10	4.68	12.56	16HA10	20
5	26.80	2.69	31.5	13.40	18.71	11HA12	20	8HA10	10	4.68	12.56	16HA10	20
6	14.63	1.85	31.5	7.32	18.71	11HA12	20	8HA10	10	4.68	12.56	16HA10	20

$$A_H RPA=9 \text{ cm}$$

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau VI.23 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement selon xx.

V O I L e	Z O N e	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
		V(KN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	1	35.07	0.078	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.06	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1712.48	2.15	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	29.36	0.065	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.05	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1682.47	2.11	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	67.26	0.149	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.11	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1459.39	1.87	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	83.21	0.185	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.13	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1190.64	1.52	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	92.92	0.206	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.15	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	861.84	1.14	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	108.68	0.242	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.17	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	466.96	0.62	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	1	28.22	0.076	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.05	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1283.19	1.96	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	10.62	0.028	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.02	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1267.87	1.93	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	29.07	0.078	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.06	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1104.76	1.71	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	46.5	0.125	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.09	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	905.8	1.41	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	62.7	0.168	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.12	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	659.82	1.06	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	73.33	0.197	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.14	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	362.58	0.56	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	1	152.71	0.396	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.28	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1032.79	1.52	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	212.56	0.454	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.39	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1475.39	2.17	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	111.07	0.288	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.21	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1296.55	1.91	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	89.64	0.232	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.17	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1070.04	1.63	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	69.84	0.181	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.13	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	782.19	1.19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	47.98	0.124	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.09	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	427.16	0.65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau VI.24: Ferrailage verticale du voile type 1 selon yy

sollicitat	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
N ^{min}	257.46	143.806	2046.70	-616.37	SPC	1.38	0.42	110.95	2.773
N ^{max}	941.46	150.484	4008.54	1221.80	SEC	1.8	/	941.46	23.54
M ^{max}	464.56	179.472	2952.22	-371.33	SPC	1.60	0.20	66.8394	0.223
N ^{min}	394.54	338.751	4232.53	-2040.64	SPC	1.21	0.59	367.3152	9.18
N ^{max}	1366.03	296.168	6536.82	1052.23	SEC	1.8	/	1366.03	34.15
M ^{max}	690.12	408.234	5696.94	-1862.94	SPC	1.36	0.44	355.3292	8.88
N ^{min}	330.69	182.039	2604.13	-766.96	SPC	1.39	0.41	138.0528	3.45
N ^{max}	1244.76	44.118	3866.17	3049.17	SEC	1.8	/	1244.76	31.11
M ^{max}	601.56	192.182	3450.46	-108.46	SPC	1.75	0.05	19.5228	0.49
N ^{min}	254	178.703	2360.21	-949.10	SPC	1.28	0.52	170.838	4.27
N ^{max}	998.05	32.053	3069.15	2475.57	SEC	1.8	/	998.05	24.95
M ^{max}	470.96	185.9	3029.52	-413.07	SPC	1.58	0.22	74.3526	1.86
N ^{min}	186.74	153.846	1943.22	-905.78	SPC	1.23	0.57	163.0404	4.10
N ^{max}	711.63	18.549	2148.50	1805.00	SEC	1.8	/	711.63	17.79
M ^{max}	340.83	157.936	2409.12	-515.62	SPC	1.48	0.32	92.8116	2.32
N ^{min}	109.45	112.437	1345.11	-737.06	SPC	1.16	0.64	132.6708	3.32
N ^{max}	379.01	2.992	1080.51	1025.10	SEC	1.8	/	379.01	9.48
M ^{max}	190.42	113.35	1578.48	-520.59	SPC	1.35	0.45	93.7062	2.34

Tableau VI.25 : Choix des barres du voile type 1 selon yy

L=1.8 m				Choix des barres / nappe									
Z o N e	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	Sh (cm)
1	23.54	6.83	18.9	18.77	18.81	7HA14	20	4HA16	10	4.70	7.85	10HA10	20
2	34.15	6.47	18.9	17.075	18.81	7HA14	20	4HA16	10	4.70	7.85	10HA10	20
3	31.11	3.76	18.9	15.56	18.81	7HA14	20	4HA16	10	4.70	7.85	10HA10	20
4	24.95	3.99	18.9	12.48	14.07	7HA12	20	4HA14	10	3.52	7.85	10HA10	20
5	17.79	3.61	18.9	8.90	14.07	7HA12	20	4HA14	10	3.52	7.85	10HA10	20
6	9.48	2.82	18.9	4.74	14.07	7HA12	20	4HA14	10	3.52	7.85	10HA10	20

$$A_{H RPA} = 5.4 \text{ cm}$$

Tableau VI.26: Ferrailage verticale du voile type 2 selon yy

sollicitat	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nat	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
N ^{min}	680.17	284.517	1355.47	319.83	SEC	4.06	/	680.17	17
N ^{max}	2069.68	48.085	2636.38	2461.35	SEC	4.06	/	2069.68	51.74
M ^{max}	1304.3	295.987	2144.97	1067.59	SEC	4.06	/	1304.3	32.61
N ^{min}	1110.59	779.424	2786.27	-50.82	SPC	3.99	0.07	20.63292	0.52
N ^{max}	2649.83	-484.937	2380.76	4145.92	SEC	4.06	/	2649.83	66.25
M ^{max}	2200.79	-1380.447	197.93	5222.73	SEC	4.06	/	2200.79	55.02
N ^{min}	932.36	635.651	2305.11	-8.65	SPC	4.04	0.02	3.5119	0.1
N ^{max}	2262.88	-10.818	2767.11	2806.49	SEC	4.06	/	2262.88	56.57
M ^{max}	1411.08	-653.607	548.22	2927.34	SEC	4.06	/	1411.08	35.28
N ^{min}	751.48	430.191	1708.41	142.52	SEC	4.06	/	751.48	18.79
N ^{max}	1815.71	39.364	2307.74	2164.45	SEC	4.06	/	1815.71	45.39
M ^{max}	1138.5	442.329	2207.13	597.06	SEC	4.06	/	1138.5	28.46
N ^{min}	546.86	261.877	1478.51	-131.56	SPC	3.73	0.33	53.41336	3.35
N ^{max}	1291.66	56.656	1693.83	1487.60	SEC	4.06	/	1291.66	32.29
M ^{max}	819.91	277.918	1515.55	503.93	SEC	4.06	/	819.91	20.50
N ^{min}	304.08	149.978	647.44	101.52	SEC	4.06	/	304.08	7.60
N ^{max}	686.46	60.272	955.09	735.70	SEC	4.06	/	686.46	17.16
M ^{max}	444.55	166.614	850.71	244.24	SEC	4.06	/	444.55	11.11

Tableau VI.27 : Choix des barres du voile type 2 selon yy

L=4.06 m				Choix des barres / nappe									
Z o n e	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St cm	A _H cm ²	A _{Hado} p cm ²	choix	Sh
1	51.74	10.20	42.63	25.87	35.92	16HA14	20	10HA12	10	8.98	15.7	20HA10	20
2	66.25	14.98	42.63	33.13	35.92	16HA14	20	10HA12	10	8.98	15.7	20HA10	20
3	56.57	7.096	42.63	28.29	35.92	16HA14	20	10HA12	10	8.98	15.7	20HA10	20
4	45.39	6.31	42.63	22.70	25.94	16HA12	20	10HA10	10	6.49	15.7	20HA10	20
5	32.29	5.32	42.63	16.15	25.94	16HA12	20	10HA10	10	6.49	15.7	20HA10	20
6	17.16	4.16	42.63	8.58	25.94	16HA12	20	10HA10	10	6.49	15.7	20HA10	20

$$A_{H RPA} = 12.18 \text{ cm}$$

Tableau VI.28: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement selon yy

V o l u m e	Z o n e	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
		V (KN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	1	177.48	0.77	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.55	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	687.72	1.65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	168.01	0.73	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.52	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	998.56	2.39	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	97.72	0.42	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.30	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	909.69	2.18	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	103.51	0.45	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.32	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	729.43	1.81	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	93.86	0.41	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.29	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	520.18	1.29	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	73.32	0.32	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.23	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	277.2	0.69	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	1	264.88	0.51	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.36	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1513.5	1.65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	389.07	0.75	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.54	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1938.2	2.11	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	184.31	0.35	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.25	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1655.1	1.8	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	163.94	0.31	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.22	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1328.1	1.49	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	5	138.28	0.26	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.19	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	945.1	1.06	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	6	107.96	0.21	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.15	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	502.95	0.57	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

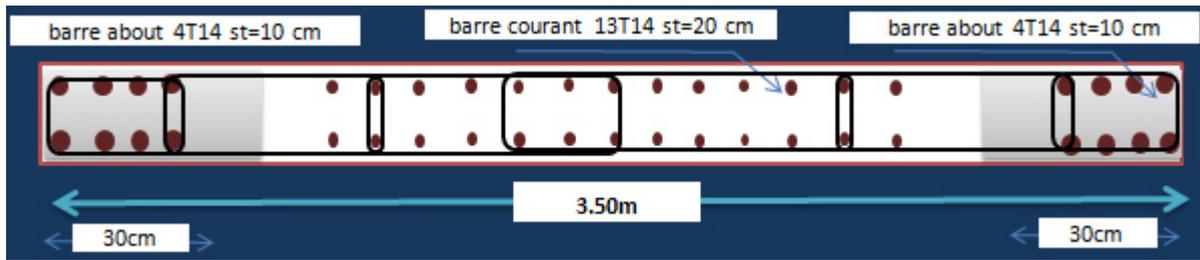


Figure. V.6 : Ferraillage des voiles-zone1 tupe1.xx-xx

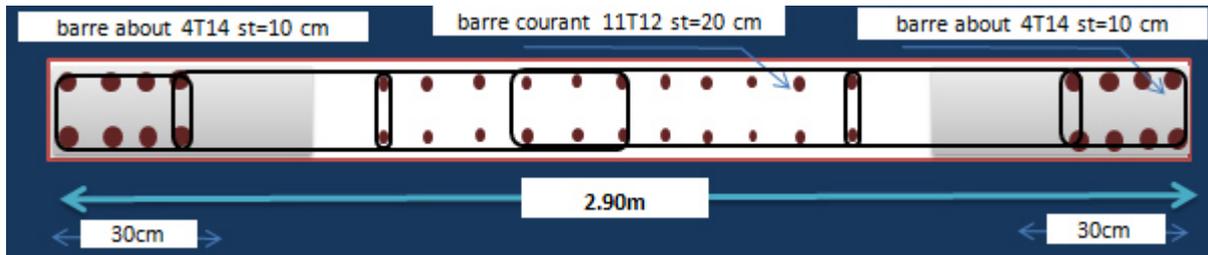


Figure. V.7: Ferraillage des voiles-zone1 tupe2.xx-xx

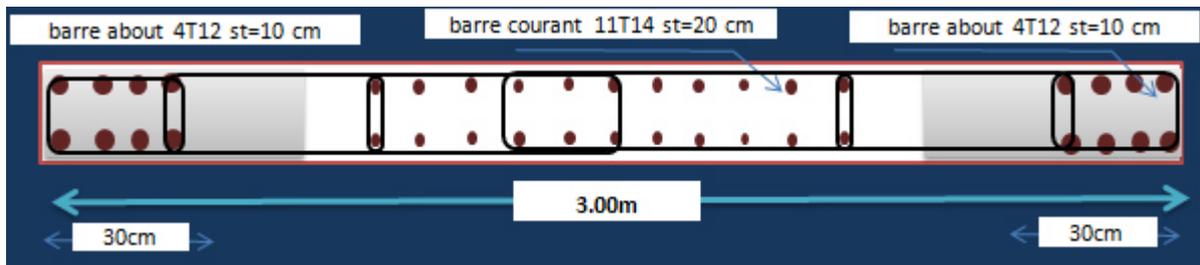


Figure. V.8 : Ferraillage des voiles-zone1 tupe3.xx-xx

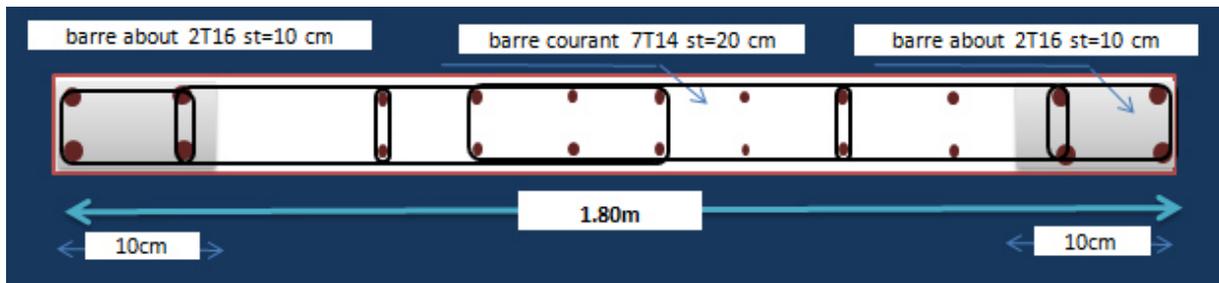


Figure. V.9 : Ferraillage des voiles-zone1 tupe1.yy-yy

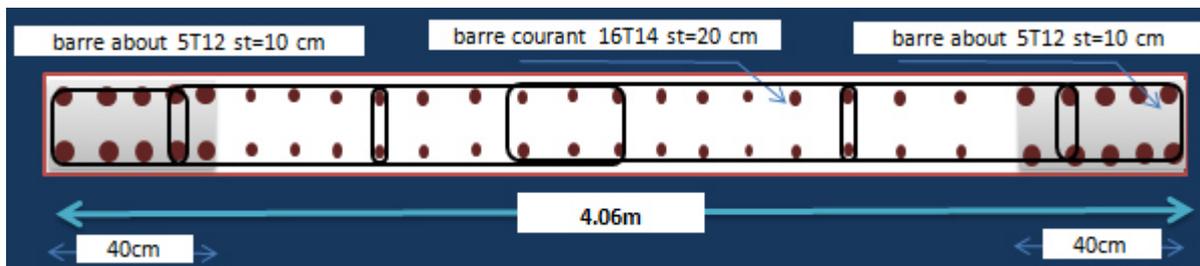


Figure. V.10 : Ferraillage des voiles-zone1 tupe2.yy-yy

Etude de l'infrastructure

VI.1. Etude des fondations :

VI.1.1. Introduction:

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, 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 par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations:

- ✓ Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radier général
- ✓ Fondation profonde (semelle sur pieux)
 - a) Fonctions assurées par les fondations:

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, 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, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

b) Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

VI.1.3.Choix des fondations :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général.

D'après les rapports, géologique et géotechnique, et comme le poids de l'ouvrage est très important donc le mode de fondation a préconisé pour les appuis de l'ouvrages est de type radier général pour augmenter la surface de la semelle.

VI.1.4.Pré-dimensionnement du fondation :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{ser} = 23603.9 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{semelle}} \geq \frac{77681,92}{200} = 388,4096 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{\text{batiment}} = 501,066 \text{ m}^2$$

➤ **Conclusion:**

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage,

on est donc amené à opter pour le radier général.

Ce type de fondation présente plus d'avantages :

- Diminution des risques de tassement.
- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- Très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.1.5. Radier générale :

VI.1.5.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartitionneur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions

Ce type de fondation présente plus d'avantages :

- Diminution des risques de tassement.
- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- Très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). Les nervures sont vers le bas.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 843248.66 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S \geq 388,4096 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b = 501,066 \text{ m}^2$$

La surface de semelle est inférieure à la surface de bâtiment, donc on adopte un radier générale sur toute la surface de bloc plus un débord de 50 cm sur la périphérie pour intégrer le mur de soutènement :

$$S_{\text{débord}} = 32,97 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 534.036 \text{ m}^2$$

VI.1.5.2. Pré-dimensionnement du radier :

a) Détermination de l'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_N \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\max} = 4.21\text{m}$: La plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où $52.625\text{ cm} \leq h_N \leq 84.2\text{ cm}$

on prend : $h_N = 55\text{ cm}$

- **Condition de la raideur:**

Vérification de la raideur du radier

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}}{E\pi^4}}$$

L_{\max} : Distance maximale entre voiles.

E : module d'élasticité. $E = 3.21 \cdot 10^6\text{ t/m}^2$

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier. $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 4,81^3}{12} \Rightarrow I = 0,463\text{m}^4$

K : coefficient de raideur du sol. $K = 4000\text{ t/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 4000 \cdot 4,81^4}{3,21 \cdot 10^6 \pi^4}}$$

$$h_r \geq 0,690\text{m} = 69\text{cm}$$

Conclusion :

$$h_r \geq \max(55; 24; 13,65; 69)\text{cm}$$

$$h_r = 70\text{cm}$$

- **Condition de non cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{u \lim} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 1.17\text{MPa}$$

On prend le plus grand panneau :

$$P = \sigma_{\text{adm}} \cdot L_y \cdot L_x \Rightarrow P = 0,2 \cdot 4,21 \cdot 3,20 \Rightarrow 2,964\text{MN}$$

$$V_{u x} = \frac{P}{2 \cdot L_y + L_x} = \frac{2,964}{(2 \cdot 4,21) + 3,20} \Rightarrow V_{u x} = 0,255\text{MN}$$

$$V_{uy} = \frac{P}{3 \cdot L_y} = \frac{2,964}{3 * 4,21} \Rightarrow V_{uy} = 0,235 \text{ MN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot \tau_{u \lim}} \Rightarrow d \geq \frac{0,255}{1 * 1,17} \Rightarrow d \geq 0,218 \text{ m}$$

$$h \geq 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$$

Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Efforts normal du poteau et voile le plus sollicité.

u_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

a, b : Dimensions du poteau et voile du sous sol.

h : hauteur de semelle.

✓ Sous voiles :

$$N_{u,voil} = 2399,68 \text{ kN Effort normal ultime de voile le plus sollicité}$$

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,20 + 3,5 + 2h) = (3,9 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 2,925h - 2,399 \geq 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 0,53 \text{ m.}$$

✓ Sous poteaux :

$$N_{u,pot} = 4947,51 \text{ kN Effort normal ultime de poteau le plus sollicité}$$

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,6 + h) = (2,4 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 1,8h - 4,9 \geq 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}; h_{N3}; h_{N4}) = 100 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_N = 100 \text{ cm}$$

b) Dimensionnement des nervures :

➤ *largeur des nervures*

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \text{ Soit } : b_p = 85 \text{ cm}$$

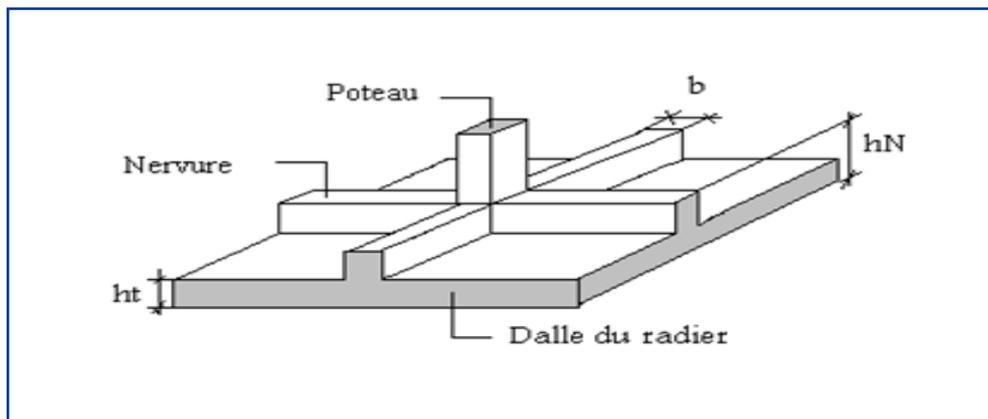


Figure VI.1: Disposition des nervures.

NB : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieur de la nervure et assure la transmission des charge au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

hauteur des nervures

- L'épaisseur de la dalle nervure:

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{10} = 45.1 \text{ cm} \text{ soit } h_{dalle} = 0.50 \text{ m.}$$

- L'épaisseur de la dalle radier :

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} = 23 \text{ cm} \text{ soit } h_{dalle} = 0.30 \text{ m.}$$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier

$$h_{dalle} = 0.30 \text{ m.}$$

- Les dimensions de la nervure:

$$\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 85\text{cm} \end{cases}$$

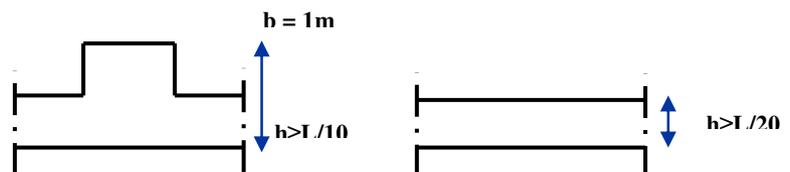
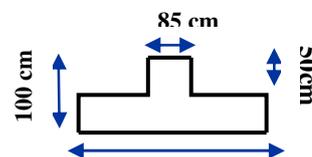


Figure VI.2: Dimension de radier nervurée.

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VI.1.5.3: Calcul des sollicitation :

$$G_{\text{Superstructure}} = 71853.28 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 9710.41 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} * h_r * \rho_{\text{béton armé}}$$

$$G_{\text{radier}} = 543,45 * 1 * 25$$

$$G_{\text{radier}} = 13586.25 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 * S_{\text{batiment}} = 501.066 * 25 = 12526.65 \text{ kN}$$

$$G_{\text{voile périphérique}} = e * h * l * \rho_{\text{béton armé}} = 0,2 * 3,06 * 87,38 * 25 = 1337 \text{ kN}$$

$$G_{\text{remb}} = \gamma_{\text{remb}} * h * S_{\text{débord}}$$

Avec :

$$\gamma_{\text{remb}} = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$h = 3,06 \text{ m}$$

$$G_{\text{remb}} = 1,7 * 3,06 * 42,387$$

$$G_{\text{remb}} = 1715.1 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} G_{\text{total}} = \sum G_i = 71853.28 + 1337 + 1715.1 + 12526.65 \\ Q_{\text{total}} = \sum Q_i = 9710.41 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{\text{total}} = 87432.03 \text{ kN} \\ Q_{\text{total}} = 9710.41 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_G = 87432.03 \text{ kN} \\ N_Q = 9710.41 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 132598.8555 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 97142.44 \text{ kN}$$

VIII.3.3.3. Vérification de la surface de radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} = 534.036 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 498.49\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} = 534.036 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 485.7122 \text{ m}^2$$

VI.1.5.4: **Caractéristiques géométriques du radier :***a. Position du centre de gravité:*

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 14.85 \text{ m} \quad Y_G = 9.15 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 14.248 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 8.36 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |14.85 - 14.248| = 0.602 \text{ m}$$

$$e_y = |9.15 - 8.36| = 0.79\text{m}$$

b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{28.5 \times 17,1^3}{12} = 11875.50113 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y I_x^3}{12} = \frac{17.1 \times 28.5^3}{12} = 32987.50313 \text{ m}^4$$

$$I_{xx} = 11875.5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 32987.5 \text{ m}^4$$

VI.1.5.5: Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1.5\right)$

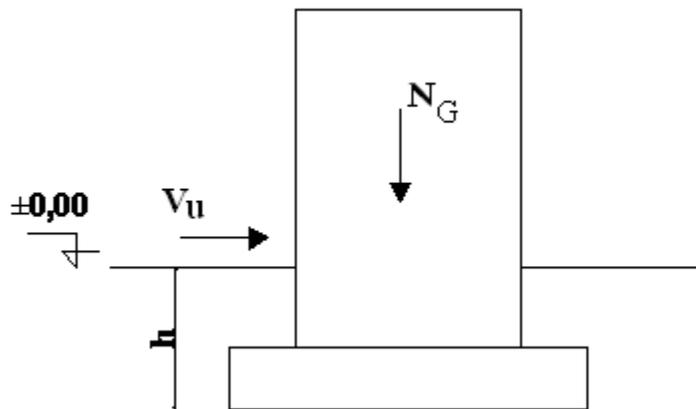


Figure VI.3: Schéma statique du bâtiment

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique. Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre VI.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$$M_{Sta,x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 100942.056 \times 15.452 = 1247805.319 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 100942.056 \times 9.94 = 802691.2293 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{\text{Ren},x} = 273028.9988 + 11854.4533 \times 1 = 284883.4521 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 278200.1788 + 12078.9882 \times 1 = 290279.167 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 4.38 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 2.77 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.1.5.6: Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	58016.21	58016.21	58016.21	58016.21	82441.05	82441.05
M_{stru} (KN.m)	-49721.657	12398.331	-49721.657	12398.331	-72551.672	15663.502
e (m)	0,86	0.21	0.86	0.21	0,88	0,19
$l/4$ (m)	7.13	4.28	7.13	4.28	7.13	4.28
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

VI.1.5.7: Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

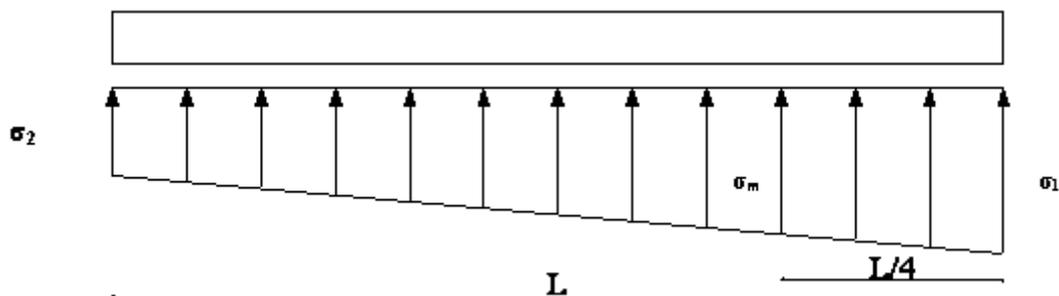


Figure VI .4: contraintes sous le radier .

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G + E		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
$N(KN)$	56452.02	56452.02	82825.3	82825.3
$M_{rad}(KN.m)$	50902.032	-9117.57	4038.063	8114.973
$V(m)$	14.85	9.15	14.85	9.15
$I(m^4)$	11875.5	32987.5	11875.5	32987.5
$S(m^2)$	534.036	534.036	534.036	534.036
$\sigma_1(KN/m^2)$	169.35	108.23	160.14	157.34
$\sigma_2(KN/m^2)$	42.05	103.17	150.04	152.84
$\sigma_{mov}(KN/m^2)$	137.525	106.96	157.615	156.215
$\sigma_{adm}(KN/m^2)$	200	200	200	200
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.1.6.Ferraillage du radier nervurée :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferraillage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.1.6.1. Ferraillage de la dalle du radier:

a. Détermination des efforts:

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre

de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Panneau de rive :

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{t x} = 0.85 M_x \\ M_{t y} = 0.85 M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $M_{a x} = M_{a y} = 0.5 M_x$

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{t x} = 0.75 M_x \\ M_{t y} = 0.75 M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $M_{a x} = M_{a y} = 0.5 M_x$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.5m \quad ; \quad L_y = 4.51m$$

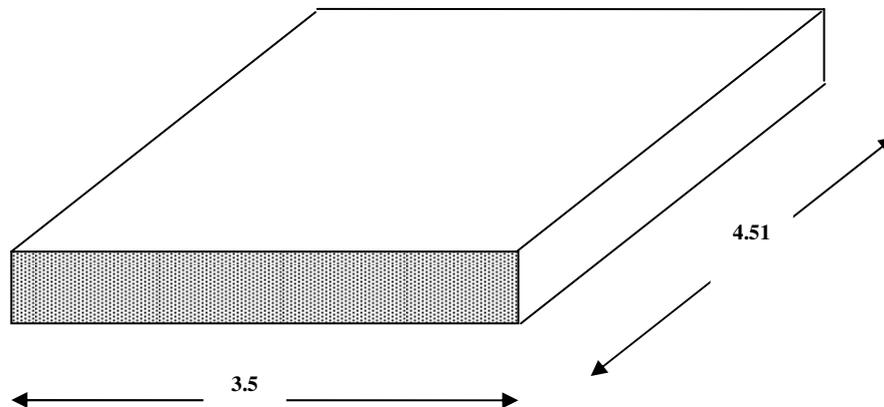


Figure VI.5. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4.51} = 0.78 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Par interpolation on trouve :

$$\mu_x = 0.056$$

$$\mu_y = 0.595$$

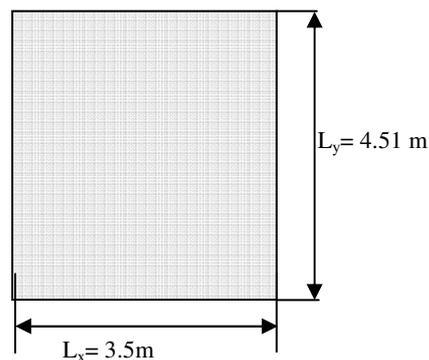


Figure VI.5 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

b. Evaluation des Charges et Surcharges:

- ELU : $q_u = \frac{N_u}{S_{rd}} = 132598.8555 / 534.036 = 248.30 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ELS : $q_s = \frac{N_s}{S_{rd}} = 97142.44 / 534.036 = 181.90 \text{ KN} / \text{m}^2$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.056 \times 248.30 \times 3.5^2 = 170.30 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.595 \times 170.30 = 101.33 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 127,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{TY} = 0,75 \times M_x = 76,00 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 85,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_x = 85,15 \text{ KN.m}$$

d.Moment en travée et sur appuis à l'ELS :

$$\mu_x = 0,0628$$

$$\mu_y = 0,7111$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0628 \times 181,90 \times 3,5^2 = 139,94 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,7111 \times 139,94 = 99,51 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 104,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{TY} = 0,75 \times M_y = 74,63 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 69.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_x = 69.97 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	170.30	127.73	85.15	101.33	76.00	85.15
ELS	139.94	104.96	69.97	99.51	74.63	69.97

e. Calcul du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$;
 $h=30\text{cm}$; $d=0.9h=27\text{cm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	μ_l	Z(cm)	$A_s^{cal}\text{cm}^2$	Choix	$A_s^{adp}\text{cm}^2$	S_t cm
Travée	x-x	127.73	0.1051	0.391	25.5	13.81	5T20	15.7	20
	y-y	76.00	0.0626	0.391	26.1	8.01	5T20	15.7	20
Appui	x-x	85.15	0.0701	0.391	26	9.01	5T16	10.048	20
	y-y								

Espacement : ^[1]

Travée :

$$\text{Sens } x-x : esp = \frac{100}{7} = 14\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens } y-y : esp = \frac{100}{7} = 14\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{Sens } x-x : esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens } y-y : esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

f. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 \text{ [1]}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS : ^[1]

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\text{Il faut vérifier que: } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6\text{MPa} \end{cases}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

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

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau VI.5: Vérification des contraintes des panneaux de radier

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifi
Travée	x-x	104.96	15.7	9.2	100571	9.6	15	279.2	201.6	NON
	y-y	74.63	15.7	9.2	100571	56.8	15	198.5	201.6	oui
Appuis	x-x	69.97	10.048	7.6	71356	7.5	15	284.8	201.6	NON
	y-y									

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

- **Redimensionnement de la section d'armature :**

Tableau VI.6: Redimensionnement des armatures

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_i (cm)
Travée	x-x	15.7	8T20	25.13	12
	y-y	15.7	8T20	25.13	12
Appui	x-x	10.048	8T20	25.13	12
	y-y				

Tableau VI.7: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	104.96	25.13	11	140866	8.2	15	179.00	201.6	OK
	y-y	74.63	25.13	11	140866	5.8	15	127.3	201.6	OK
Appuis	x-x	69.97	25.13	11	140866	5.5	15	119.3	201.6	OK
	y-y									

VI.1.6.2: Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 100 \text{ cm} \\ b = 85 \text{ cm} \end{cases}$$

Evaluation des charges :

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture. La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

Tableau VI.8: Evaluation de la charge.

	Triangulaire	Trapézoïdale
q_M	$q \times \frac{L_x}{3}$	$q \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \times \frac{L_x}{2}$

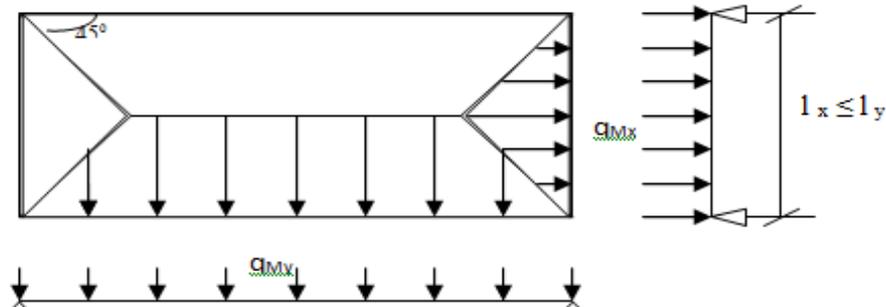


Figure VI.6: schéma statique du panneau le plus sollicité.

✓ Remarque

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables.

Tableau VI.9: Détermination des moments selon les nervures les plus défavorables.y.y

lx haut	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2
ly	3,76	2,93	2,3	2,4	4,21
ρ	0,85	1,09	1,39	1,33	0,76
lx bas	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
ly	3,76	2,93	2,3	2,4	4,21
ρ	0,74	0,96	1,22	1,17	0,67
	Trapèze	Triangle/trapèze	Triangle	Triangle	Trapèze
haut	1,214	1,067	1,067	1,067	1,292
bas	1,141	0,974	0,933	0,933	1,194
C	2,355	2,040	2,000	2,000	2,485
Travée (m)	3,760	2,930	2,300	2,400	4,210
PU(Mn/ml)	0,585	0,507	0,497	0,497	0,617
PS(Mn/ml)	0,428	0,371	0,364	0,364	0,452

Tableau VI.10: Détermination des moments selon les nervures les plus défavorables.y.y

l (m)		3,76	2,93	2,3	2,4	4,21										
L (m)		3,76	2,344	1,84	1,92	4,21										
p(Mn/ml)	ELU	585	507	497	497	617										
	ELS	428	371	364	364	452										
m(Mn/ml)	ELU	1033	348	210	229	1367										
	ELS	757	255	154	168	1002										
MOMENTS		A_{ap1}	A_{ap2}	A_{tr}	A_{ap2}	A_{ap3}	A_{tr}	A_{ap3}	A_{ap4}	A_{tr}	A_{ap4}	A_{ap5}	A_{tr}	A_{ap7}	A_{ap8}	A_{tr}
ELU			725	1428	725	15	808	15	14	225	14	22	247	725		1754
ELS			14	764	14	11	268	11	11	165	11	16	181	14		1009
effort tranchant	ELU	1292	-907		291	-897		457	-457		481	-473		1127	-1471	
	ELS	809	-801		2006	-437		335	-335		352	-346		948	-955	

b. Calcul des armatures :

$$b = 85\text{cm} ; h = 100\text{cm} ; d = 90\text{cm} ; q_u = 248.30\text{kN/ml} ; q_s = 181.90\text{kN/ml}$$

Tableau VI.11: Ferrailage des nervures les plus défavorables.y.y

	$M_u(\text{kNm})$	μ	μ_l	$A_{s\text{min}}$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	1754	0.17983	0.391	9.24	62.25	6T32+2T25+4T20	70.6029
Appuis	725	0.07433	0.391	9.24	24.09	4T25+2T20	25.905

c. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.24\text{cm}^2 < 16.08\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée} \quad [1]$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS: [1]

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes les nervures les plus défavorables.y.y

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	1009	70.6029	36.5	4409015	8.4	15	183.6	201.6	OUI
Appuis	14	25.905	24.5	2083756	0.2	15	6.6	201.6	OUI

Tableau VI.13: Détermination des moments selon les nervures les plus défavorables.x.x

lx haut	2,95	3,2	2,8	2,6	2,7
ly	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21
ρ	0,70	0,76	0,67	0,62	0,64
lx bas	2,95	3,2	2,8	2,6	2,7
ly	4,21	4,21	4,21	4,21	4,21
ρ	0,70	0,76	0,67	0,62	0,64
	Trapéze	Triangle/trapèze	Triangle	Triangle	Trapéze
haut	1,234	1,067	0,933	0,867	1,165
bas	1,234	1,292	0,933	0,867	1,165
C	2,467	2,359	1,867	1,733	2,330
Travée (m)	2,950	3,200	2,800	2,600	2,700
PU(Mn/ml)	0,613	0,586	0,463	0,430	0,578
PS(Mn/ml)	0,449	0,429	0,340	0,315	0,424

Tableau VI.14: Détermination des moments selon les nervures les plus défavorables.x.x

l (m)		2.95	3.2		2.8		2.6		2.7							
L (m)		2.95	2,56		2.24		2.08		2.16							
p(Mn/ml)	E L U	613	586		463		430		578							
	E L S	449	429		340		315		424							
m(Mn/ml)	E L U	666	480		291		233		337							
	E L S	488	351		213		171		247							
MOMENTS		A _{ap1}	A _{ap2}	A _{tr}	A _{ap2}	A _{ap3}	A _{tr}	A _{ap3}	A _{ap4}	A _{tr}	A _{ap4}	A _{ap5}	A _{tr}	A _{ap7}	A _{ap8}	A _{tr}
ELU			546	967	546	18	798	18	11	305	11	17	247	17		346
ELS			19	498	19	13	367	13	8	224	8	12	181	12		253
effort tranchant	E L U	1089	-719		544	-956		516	-523		0.451	-444		617	-633	
	E L S	668	-656		2392	-551		378	383		330	326		452	-463	

b. Calcul des armatures :

$$b = 85\text{cm} ; h = 100\text{cm} ; d = 90\text{cm} ; q_u = 248.30\text{kN/ml} ; q_s = 181.90\text{kN/ml}$$

Tableau VII.15 : Ferrailage des nervures les nervures les plus défavorables.x.x

	$M_u(\text{kNm})$	μ	μ_l	$A_{s\text{min}}$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	967	0.09914	0.391	9.24	32.60	4T32+2T25	41.9661
Appuis	546	0.05598	0.391	9.24	17.96	4T25+2T20	25.905

c. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.24\text{cm}^2 < 16.08\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée} \quad [1]$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS: [1]

Tableau VII.16: Vérification des contraintes les nervures les plus défavorables.x.x

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificati on
Trav ée	498	41.966 1	29.8	3031097	4.9	15	148.3	201.6	OUI
App uis	19	25.905	24.5	2083756	0.2	15	9	201.6	OUI

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{248.30 \times 4.51}{2} = 559.91\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{559.91 \cdot 10^3}{850 \times 900} = 0.73\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

d. Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa} \right) = 0.4\text{MPa}$$

RPA99 version 2003 ^[2] :

$$A_t \geq 0.003bS_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

La section des armatures transversales est très grandes donc on doit choisir :

$$S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3.83\text{cm}^2$$

On prend : **6T10=4.71cm²**

e. Armature de peau :

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 le ronds lisses .

Pour les bâtiment courant on a $1\text{ cm}^2 / m$ pour les armatures de peau ^[3]

On opte 4T14 = 6.16 cm² .

VI.1.6.3: Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.5m$, le calcul du ferrailage sera

fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

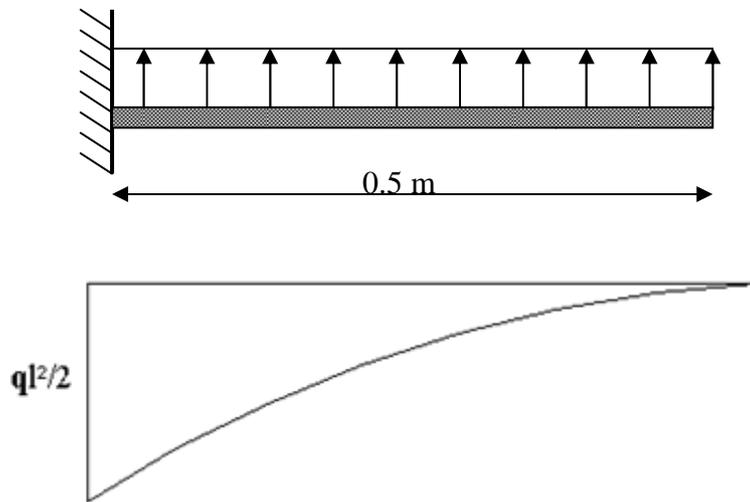


Figure VI.7: Diagramme des moments.

a. Calcul de ferrailage :

$q_u=248.30kN/ml$, $b=100cm$, $h=50cm$, $f_{c28}=25MPa$, $\sigma_{bc}=14.17MPa$.

Tableau VI.17 : Ferrailage des débords						
$M_u(kNm)$	μ	μ_l	$A_{smin}(cm^2)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
31.0375	0.01082	0.391	5.43	1.99	7T12	7.92

On opte $S_t=14cm$

b. Armature de répartition:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.98cm^2 \leq A_r \leq 3.96cm^2 \quad \text{On opt } 5T10=3.93cm^2, S_r=12cm$$

c. Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43cm^2 < 7.92cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$$

d. Vérification des contraintes à l'ELS:

$$q_{ser} = 181.90 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 22.7375 \text{ kNm}$$

Les étapes de vérification sont données par l'organigramme II (voir annexe).

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

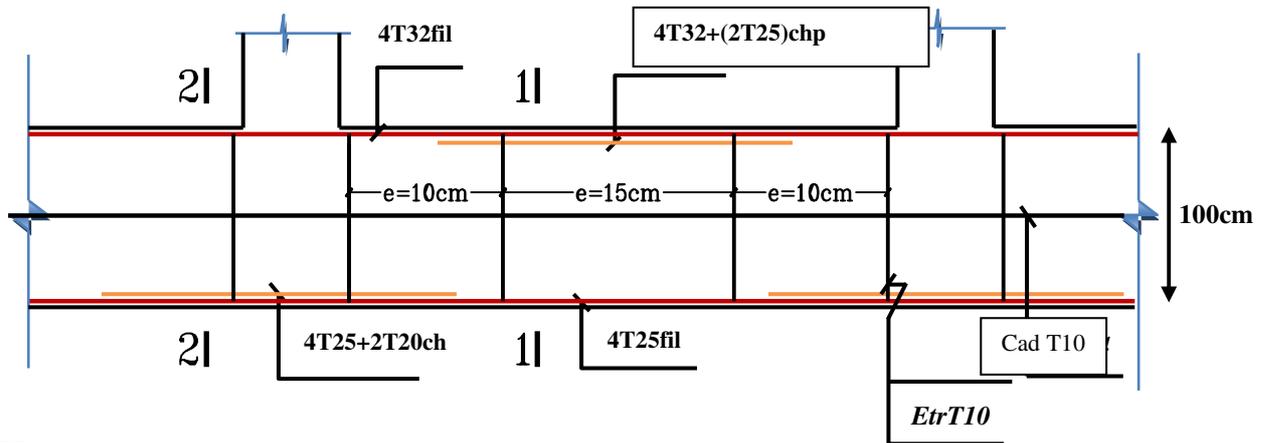
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 201.6 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VI.18: Vérifications des contraintes du béton et d'acier

M_{ser} (kNm)	A_s cm^2	Y cm	I cm^4	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
22.7375	7.92	9.22	178214.67	3.1	15	180.7	201.6	OK

XX:

NERVURE



YY:

NERVURE

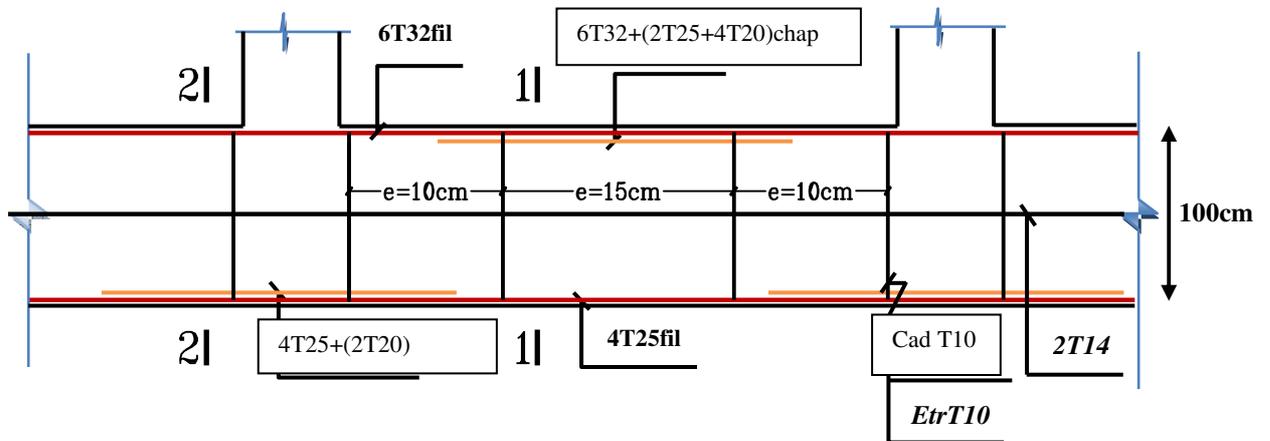


Figure VI.8: Schéma de ferrailage de la nervure.

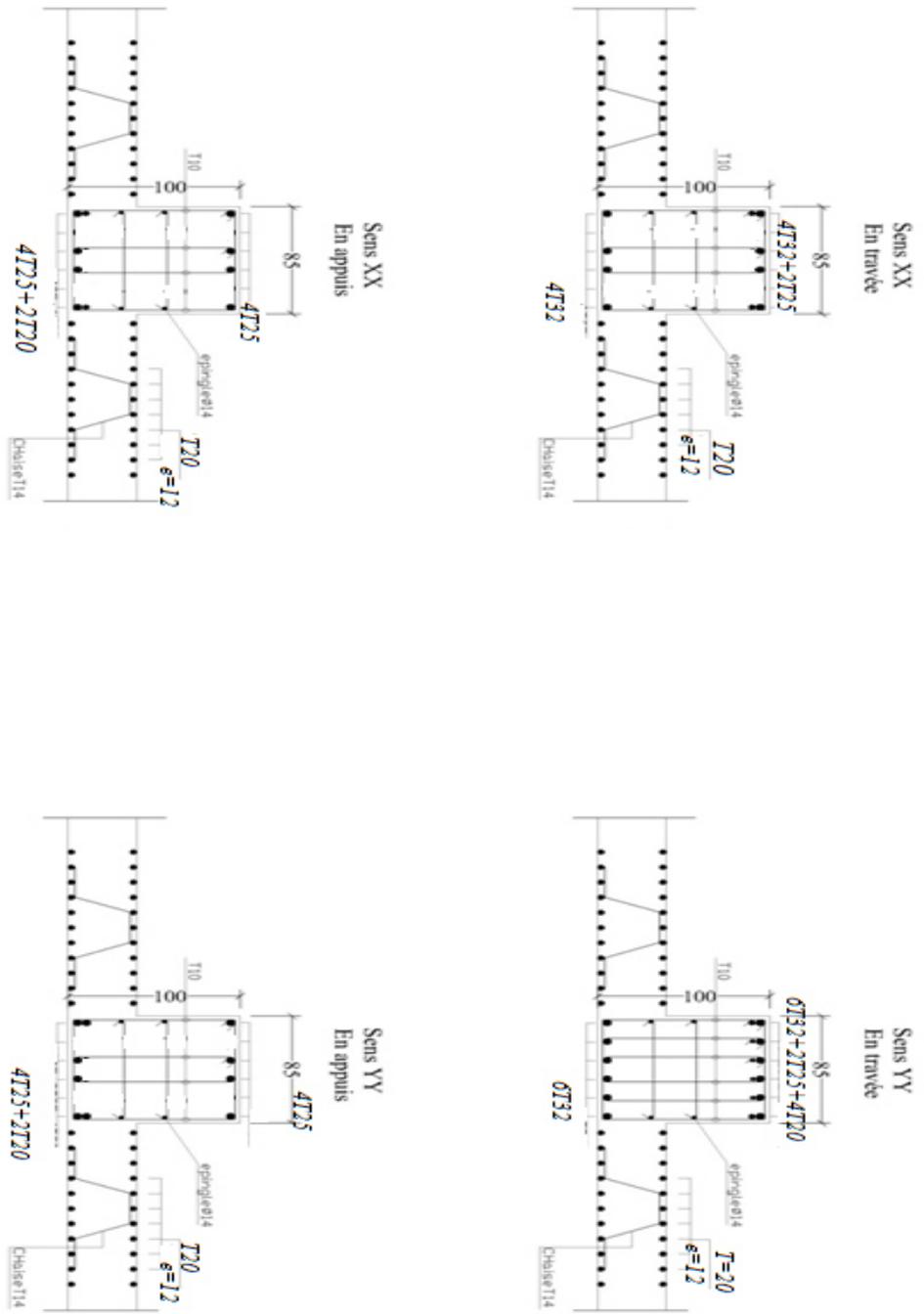


Figure VI.9: Schéma de ferrailage de la nervure.

VI.2.Voile périphérique:

VI.2.1.Introduction:

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VI.2.2.Pré-dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du " *RPA99 version 2003* " ^[2], qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B Section du voile.

VI.2.3.Détermination des sollicitation :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$H_1=3.06m$.

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

Selon le RPA 99/ ver 2003 : $e = 15cm$

$$e \geq \max (0,116; 0,132; 0,145)$$

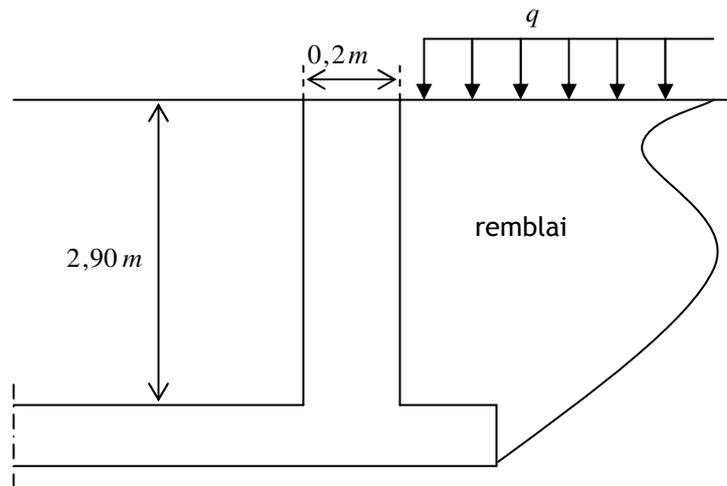
$$e \geq 14,5 \text{ cm}$$

Conclusion

$$e \geq \max (15\text{cm}; 14,5\text{cm})$$

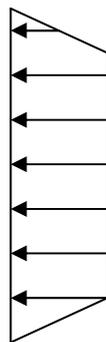
$$e \geq 20 \text{ cm}$$

-Détermination des contraintes:



*** Poussée due aux terres**

Poussée des terres équilibrée (pas de déplacement en tête)



$$\sigma_h = 0,8 \cdot H \cdot \gamma_h \cdot K_0$$

≡



$$\sigma_h = H \cdot \gamma_h \cdot K_0$$

Avec :

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99** ^[1], la charge de poussées des terres est données par : $\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot H$

K_0 : Coefficient de poussée de terres au repos.

σ_h = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

Avec :

- Surcharges éventuelle : $q=5\text{KN/m}$
- poids volumique : $\gamma_h =18\text{KN/m}$
- Angle de frottement interne : $=23^\circ$
- Cohérence : $C=0$.

a) Poussée due aux terres :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot H$$

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.438$$

$$\sigma_h = H \cdot \gamma_h \cdot K_0$$

$$H=0 \text{ m} \dots \dots \dots \sigma_h = 0 * 18 * 0,438$$

$$\sigma_h = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$H=2.9 \text{ m} \dots \dots \dots \sigma_h = 2,9 * 18 * 0,438$$

$$\sigma_h = 22.86 \text{ kN/m}^2$$

b) Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation : $q = 5 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_q = q \cdot K_0$$

$$\sigma_q = 5 * 0,438$$

$$\sigma_q = 2,19 \text{ kN/m}^2$$

VI.2.4. Evaluation des charges :

Contrainte totale

$$\sigma_{\text{totale}} = \sigma_h(z) + \sigma_q$$

$$\sigma_{\text{totale}} = 26,1 + 2,5$$

$$\sigma_{\text{totale}} = 28,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{➤ ELU : } \sigma_u = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 3.285 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\text{min}}$$

$$\sigma_u = 1.35\sigma_{h(3.06)} + 1.5\sigma_q = 34.146 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\text{max}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 18.71 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{➤ ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.19 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\text{min}}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(3.06)} + \sigma_q = 25.05 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\text{max}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 13.62 \text{ kN/m}^2$$

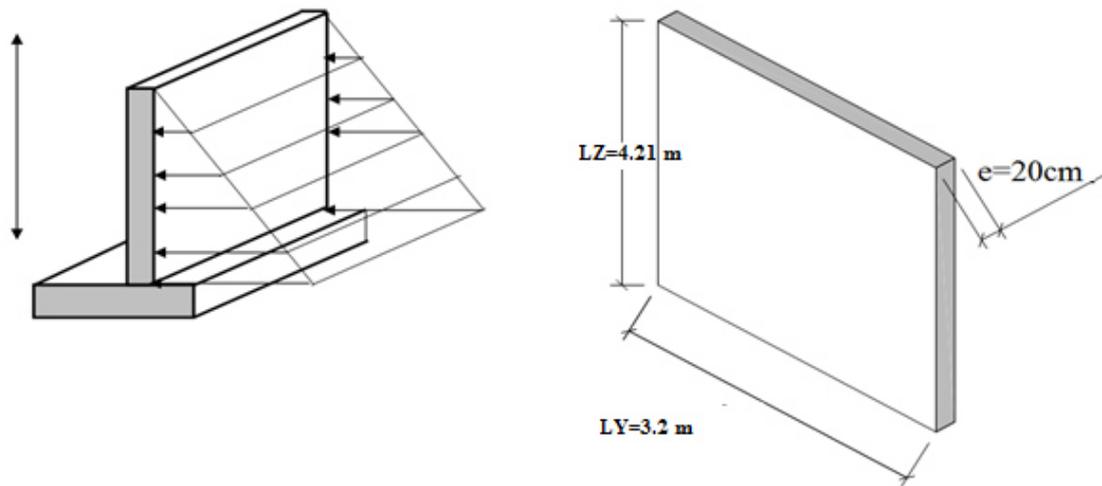


Figure VI.10: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.2.5. Effort dans la dalle :

$$l_x = 3,2m \quad l_y = 4,21m$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0.0608$$

$$\mu_y = 0.5274$$

$$M_x = \mu_x \sigma_{ser} L_x^2 = 11.64 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.14 kNm$$

Moment en travée :

$$M_{trx} = 0,75 \cdot M_x = 8.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{try} = 0,75 \cdot M_y = 4.605 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 5.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 3.0725 \text{ KN.m}$$

Ferrailage minimale :

- ✓ **Selon le RPA2003 (Art. 10.1.2)**, Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans deux sens et en deux nappes:

$$A_{RPA} = 0,1b \frac{h}{100} = 0,1 \times 20 \times \frac{100}{100} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- ✓ **Selon le BAEL 91**, Le minimal est de:

$$A_{minx} \geq 0,0008 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \cdot b \cdot h = 1,792 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{miny} \geq 0,0008 \cdot b \cdot h = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\begin{cases} A_{s \min x} \geq 0,8\% \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \Rightarrow A_{s \min x} = 1,792 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{s \min y} \geq 0,8\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{s \min y} = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

VI.2.6. ferrailage de la dalle :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (bd^2 f_{bc})$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$A_{st} = M_u / (Z_b \times \sigma_{st})$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.19: Ferrailage du voile périphérique.									
	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	μ_l	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	8.73	0.01902	0	0.391	1.41	6T12	6.79	15
	y-y	4.61	0.01004	0	0.391	0.74	6T12	6.79	15
Appuis	x-x	5.82	0.01268	0	0.391	0.94	6T12	6.79	15
	y-y								

Espacement :

Travée et appuis :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.2.7. Les vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0.0008 \left(3 - \frac{3.2}{4.21} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1.792\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

En travée et Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 3.925\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.792\text{cm}^2 \\ A_y = 3.925\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1.60\text{cm}^2 \end{cases}$$

a) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{18,71 \times 3.2 \times 4.21}{2 \times 3.2 + 4.21} = 23.76 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 19.96 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 23.76 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{23.76 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.132 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.2.8. Vérification à l'ELS :

a) *Evaluation des sollicitations à l'ELS :*

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \sigma_{ser} = 13.62 \text{kN / ml}$$

$$\mu_x = 0.0672$$

$$\mu_y = 0.6580$$

$$M_x = \mu_x \sigma_{ser} L_x^2 = 9.37 \text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.17 \text{kNm}$$

Moment en travée :

$$M_{trx} = 0,75 \cdot M_x = 7.03 \text{KN.m}$$

$$M_{try} = 0,75 \cdot M_y = 4.63 \text{KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 4.69 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 3.09 \text{KN.m}$$

b) *Vérification des contraintes:*

La fissuration est considérée préjudiciable.

Il faut vérifier que:
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6MPa \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.20 : Vérification des contraintes à l'ELS de voile périphérique.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif.
Travée	x-x	7.03	6.79	5.1	21370	1.7	15	63.6	201.63	OK
	y-y	4.63	6.79	5.1	21370	1.1	15	41.9	201.63	OK
Appuis	x-x	4.69	6.79	5.1	21370	1.1	15	42.4	201.63	OK
	y-y									

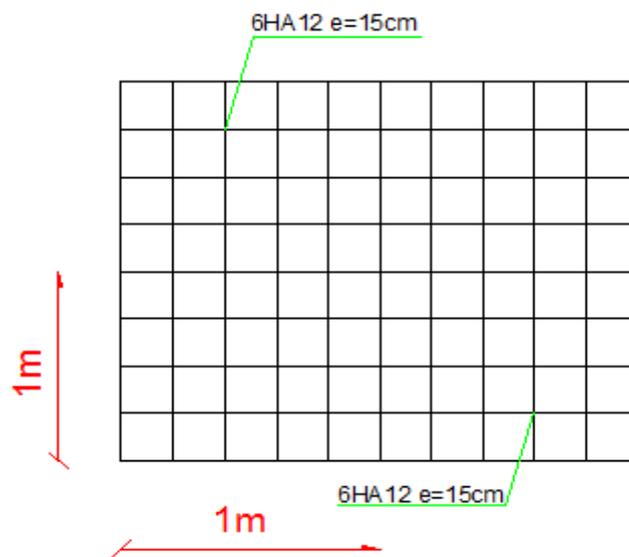


Figure VI.11: Ferrailage du voile périphérique.

PARTIE DE RECHERCHE

Effet de la variation du choix du taux d'amortissement sur la réponse de la structure et sur le dimensionnement

VII.1) Introduction :

Dans cette partie une étude sur les conséquences due au choix du taux d'amortissement dans le calcul dynamique des structures notamment celles dont la stabilité est assurées par un système de contreventement mixte (portiques / voiles).

Les praticiens du calcul dynamique utilisent des valeurs différentes dans le choix de l'amortissement à savoir : $\xi = 7\%$, $\xi = 8,5\%$, $\xi=10\%$. Cette variation est due aux valeurs stipulées dans la réglementation d'un part et sur le jugement d'ingénieur d'autre part et par fois sur les valeurs trouvées dans les essais expérimentales.

Dans notre étude, nous allons évaluer les forces sismiques et dynamiques avec les trois valeurs suivantes: $\xi = 7\%$, $\xi = 8,5\%$, $\xi=10\%$.

VII.2) Définition l'amortissement critique :

- Amortissement de la structure

L'amortissement d'une structure caractérise aussi la structure à « dissiper » l'énergie sismique.

L'amortissement est principalement fonction de la forme de la structure, de la nature des matériaux employés. Le facteur d'amortissement ζ permet d'évaluer l'évolution de l'oscillation dans le temps.

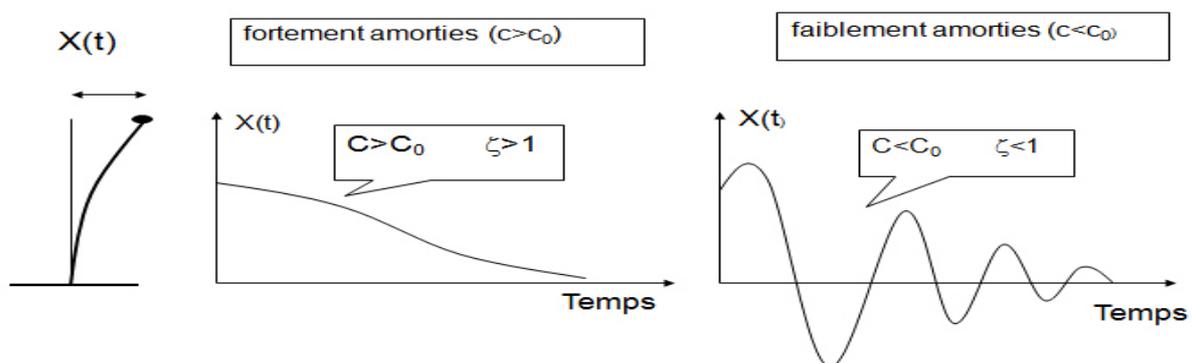
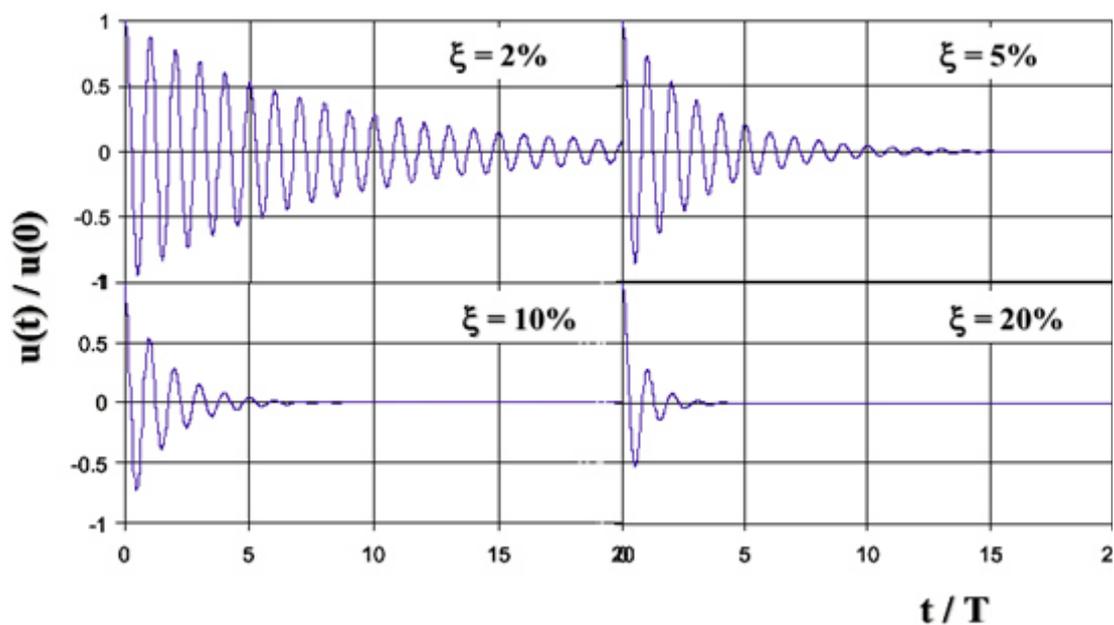


Figure VII.1: L'évolution de l'oscillation dans le temps.

Tableau VII.1: Exemple du taux d'amortissement en fonction des matériaux

Matériaux	ξ
Maçonnerie	0.05
Béton non armé	0.03
Béton armé	0.04
Béton précontraint	0.02
Bois cloué	0.05
Bois boulonné	0.04
Bois lamellé collé	0.04
Acier soudé	0.02
Acier boulonné	0.04

**Figure VII.2 :** l'influence de changement de taux d'amortissement sur oscillation de structure**Tableau VII.2:** valeur de ξ selon RPA

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

VII.3) Résultat de calcul pour les trois valeurs de l'amortissement critique

7% et 8.5% et 10%

VII.3.1) Etude sismique de bâtiment :

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Tableau VII.3: Facteur de correction d'amortissement η

ξ	7%	8.5%	10%
η	0.881	0.816	0.764

ξ :est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif,

Tableau VII.4: Données dynamiques avec $\xi=7\%$

A	D _X	D _Y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.25	1.75	1.75	1.25	3.5	0.704	100942.056

Tableau VII.5: Données dynamiques avec $\xi=8.5\%$

A	D _X	D _Y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.25	1.62	1.62	1.25	3.5	0.704	100942.056

Tableau VII.6: Données dynamiques avec $\xi=10\%$

A	D _X	D _Y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.25	1.52	1.52	1.25	3.5	0.704	100942.056

➤ *Caractéristiques massiques :*

Tableau VII.7: les forces sismiques			
ξ	7%	8.5%	10%
V_{xstat}	15772.1962	14600.54739	13699.27903
V_{ystat}	15772.1962	14600.54739	13699.27903

VII.3.2) *Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :*

➤ *Calcul de l'effort tranchant modal à la base : D'après le (RPA99v03):*

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

❖ *Sens longitudinal (X X) :*

Tableau VII.8: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). $\xi=7\%$

Mode	Période	S_a/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,865	0.17052	63,868	100942.056	10993.36

Tableau VII.9: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). $\xi=8.5\%$

Mode	Période	S_a/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,865	0.157	63,868	100942.056	10121.7386

Tableau VII.10: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale). $\xi=10\%$

Mode	Période	S_a/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,865	0.148	63,868	100942.056	9541.5115

❖ *Sens transversal (YY):*

Tableau VII.11: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal). $\xi=7\%$

Mode	Période	S_a/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,865	0.17052	0,0193	100942.056	3.32

Tableau VII.12: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal). $\xi=8.5\%$

Mode	Période	S_a/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,865	0.157	0,0193	100942.056	3.0586

Tableau VII.13: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal). $\xi=10\%$

Mode	Période	S_a/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,865	0.148	0,0193	100942.056	2.8833

4) Combinaisons des réponses modales : (RPA99/VERSION2003.Art.4.3.5)

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

<i>Tableau VII.14: les forces dynamiques</i>			
ξ	7%	8.5%	10%
V_{xdyn}	11854.4533	10931.7876	10309.75
V_{ydyn}	12078.9882	11202.2889	10521.8036

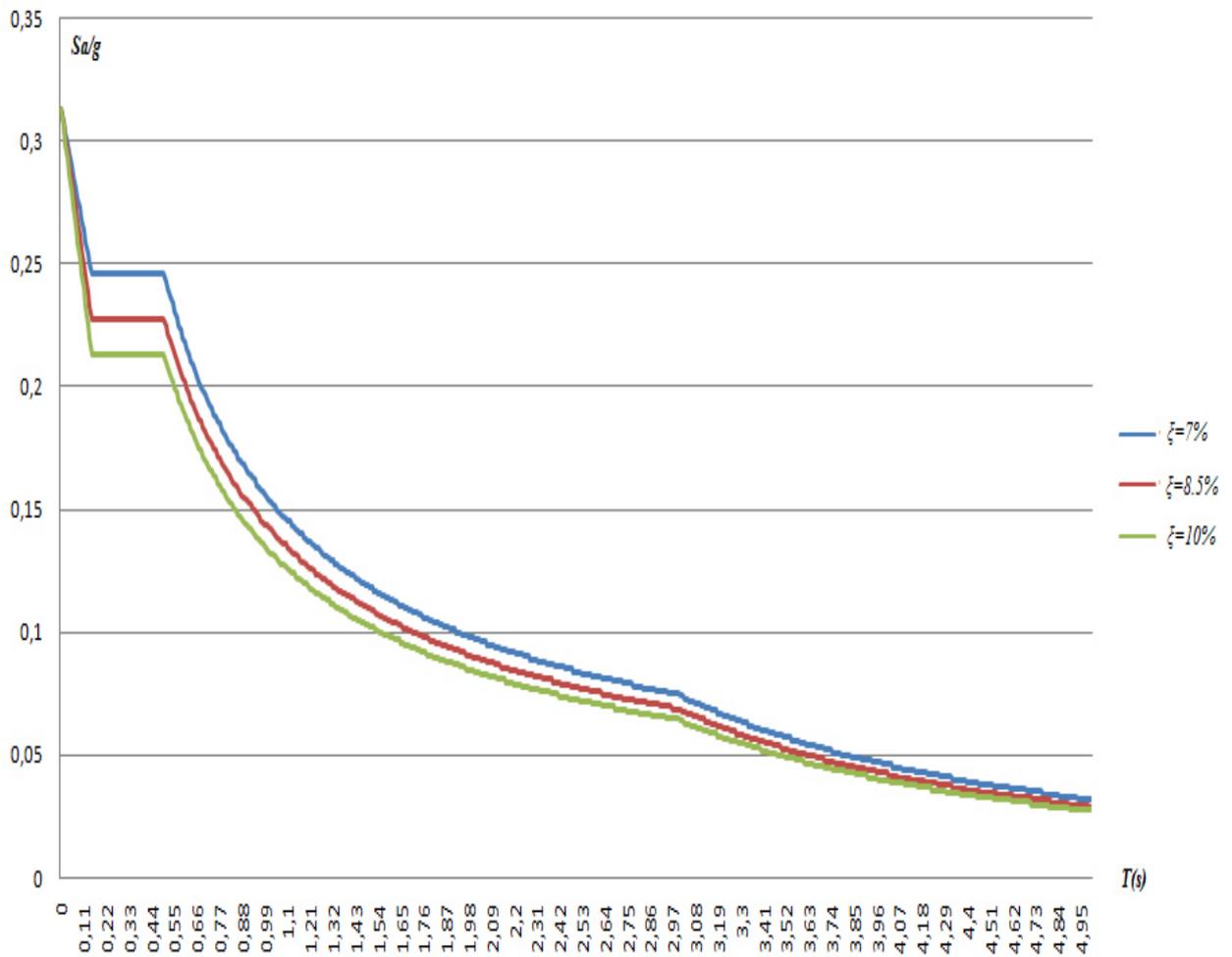


Figure VII.2 : spectre de réponse

2) Distribution des forces sismique selon la hauteur :

➤ Sens xx :

$$V_x = 11854.4533 \text{ KN}$$

Tableau VII.15: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx
 $\xi = 7\%$

Niveau	W(KN)	hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveaus sol	11621.083	3.06	421550452.3	1780282.633	236.79
Niveau rdc	10144.1943	6.46	776840049.3	1780282.633	436.36
Niveau 1	9661.06556	9.52	1090293713	1780282.633	612.43
Niveau 2	9451.71428	12.58	1409524912	1780282.633	791.74
Niveau 3	9235.78833	15.64	1712348863	1780282.633	961.84
Niveau4	9049.17466	18.7	2006005444	1780282.633	1126.79
Niveau 5	8855.98437	21.76	2284426884	1780282.633	1283.18
Niveau 6	8692.10537	24.82	2557456701	1780282.633	1436.55
Niveau 7	8521.65172	27.88	2816424283	1780282.633	1582.01
Niveau 8	8332.19609	30.94	3056056095	1780282.633	1716.61
Niveau 9	7377.09842	34.00	2973349936	1780282.633	1670.16

$$V_x = 10931.7876 \text{ KN}$$

Tableau VII.16: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx
 $\xi = 8.5\%$

Niveau	W(KN)	hi(m)	W*hi*V	$\Sigma W*hi$	Fi(KN)
Niveau s sol	11621.083	3.06	388739985.8	1780282.633	218.36
Niveau rdc	10144.1943	6.46	716376386.4	1780282.633	402.39
Niveau 1	9661.06556	9.52	1005433063	1780282.633	564.76
Niveau 2	9451.71428	12.58	1299817593	1780282.633	730.12
Niveau 3	9235.78833	15.64	1579071898	1780282.633	886.98
Niveau4	9049.17466	18.7	1849872355	1780282.633	1039.09
Niveau 5	8855.98437	21.76	2106622751	1780282.633	1183.31
Niveau 6	8692.10537	24.82	2358402598	1780282.633	1324.73
Niveau 7	8521.65172	27.88	2597213999	1780282.633	1458.87
Niveau 8	8332.19609	30.94	2818194587	1780282.633	1583.00
Niveau 9	7377.09842	34.00	2741925683	1780282.633	1540.16

$$V_x = 10309.75 \text{ KN}$$

Tableau VII.17: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx
 $\xi = 10\%$

Niveau	W(KN)	hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau s sol	11621.083	3.06	366620009	1780282.633	205.93
Niveau rdc	10144.1943	6.46	675613332	1780282.633	379.50
Niveau 1	9661.06556	9.52	948222185	1780282.633	523.62
Niveau 2	9451.71428	12.58	1225855726	1780282.633	688.57
Niveau 3	9235.78833	15.64	1489219979	1780282.633	836.51
Niveau4	9049.17466	18.7	1744611422	1780282.633	979.96
Niveau 5	8855.98437	21.76	1986752951	1780282.633	1115.98
Niveau 6	8692.10537	24.82	2224205415	1780282.633	1249.36
Niveau 7	8521.65172	27.88	2449428035	1780282.633	1375.8647
Niveau 8	8332.19609	30.94	2657834446	1780282.633	1492.93
Niveau 9	7377.09842	34.00	2585905375	1780282.633	1452.53

➤ *Sens yy :*

➤ $V_y = 12078.9882\text{KN}$

Tableau VII.18: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy
 $\xi = 7\%$

<i>Niveau</i>	<i>W(KN)</i>	<i>hi(m)</i>	<i>W*hi*V</i>	$\Sigma W*hi$	<i>Fi(KN)</i>
<i>Niveau s sol</i>	11621.083	3.06	429535028.8	1780282.633	241.27
<i>Niveau rdc</i>	10144.1943	6.46	791554157	1780282.633	444.62
<i>Niveau 1</i>	9661.06556	9.52	1110944938	1780282.633	624.03
<i>Niveau 2</i>	9451.71428	12.58	1436222687	1780282.633	806.74
<i>Niveau 3</i>	9235.78833	15.64	1744782420	1780282.633	980.06
<i>Niveau4</i>	9049.17466	18.7	2044001143	1780282.633	1148.13
<i>Niveau 5</i>	8855.98437	21.76	2327696156	1780282.633	1307.49
<i>Niveau 6</i>	8692.10537	24.82	2605897424	1780282.633	1463.75
<i>Niveau 7</i>	8521.65172	27.88	2869770104	1780282.633	1611.97
<i>Niveau 8</i>	8332.19609	30.94	3113940776	1780282.633	1749.13
<i>Niveau 9</i>	7377.09842	34.00	3029668082	1780282.633	1701.79

➤ $V_y = 11202.2889\text{KN}$

Tableau VII.19: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy

<i>Niveau</i>	<i>W(KN)</i>	<i>hi(m)</i>	<i>W*hi*V</i>	$\Sigma W*hi$	<i>Fi(KN)</i>
<i>Niveau s sol</i>	11621.083	3.06	398359151	1780282.633	223.76
<i>Niveau rdc</i>	10144.1943	6.46	734102741	1780282.633	412.35
<i>Niveau 1</i>	9661.06556	9.52	1030311972	1780282.633	578.74
<i>Niveau 2</i>	9451.71428	12.58	1331980891	1780282.633	748.19
<i>Niveau 3</i>	9235.78833	15.64	1618145197	1780282.633	908.93
<i>Niveau4</i>	9049.17466	18.7	1895646467	1780282.633	1064.80
<i>Niveau 5</i>	8855.98437	21.76	2158750748	1780282.633	1212.59
<i>Niveau 6</i>	8692.10537	24.82	2416760022	1780282.633	1357.51
<i>Niveau 7</i>	8521.65172	27.88	2661480685	1780282.633	1494.98
<i>Niveau 8</i>	8332.19609	30.94	2887929321	1780282.633	1622.17
<i>Niveau 9</i>	7377.09842	34.00	2809773183	1780282.633	1578.27

$$V_y = 10521.8036 \text{ KN}$$

Tableau VII.20: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx
 $\xi = 10\%$

<i>Niveau</i>	<i>W(KN)</i>	<i>hi(m)</i>	<i>W*hi*V</i>	$\Sigma W*hi$	<i>Fi(KN)</i>
<i>Niveau s sol</i>	11621.083	3.06	374160744	1780282.633	210.17
<i>Niveau rdc</i>	10144.1943	6.46	689509522	1780282.633	387.30
<i>Niveau 1</i>	9661.06556	9.52	967725463	1780282.633	543.58
<i>Niveau 2</i>	9451.71428	12.58	1251069443	1780282.633	702.74
<i>Niveau 3</i>	9235.78833	15.64	1519850640	1780282.633	853.71
<i>Niveau4</i>	9049.17466	18.7	1780495040	1780282.633	1000.12
<i>Niveau 5</i>	8855.98437	21.76	2027616998	1780282.633	1138.93
<i>Niveau 6</i>	8692.10537	24.82	2269953447	1780282.633	1275.05
<i>Niveau 7</i>	8521.65172	27.88	2499808503	1780282.633	1404.16
<i>Niveau 8</i>	8332.19609	30.94	2712501471	1780282.633	1523.64
<i>Niveau 9</i>	7377.09842	34.00	2639092944	1780282.633	1482.40

Tableau VII.21: Resultats des calcules

	$\xi=7\%$	$\xi=8.5\%$	$\xi=10\%$
les forces statiques(KN)	<u>15772.19</u>	<u>14600.54</u>	<u>13699.27</u>
Période du 1ier Mode	<u>0.865</u>	<u>0.865</u>	<u>0.865</u>
l'effort tranchant à la base XX 1ier Mode(KN)	<u>10993.36</u>	<u>10121.73</u>	<u>9541.51</u>
l'effort tranchant à la base YY 1ier Mode(KN)	<u>3.23</u>	<u>3.05</u>	<u>2.88</u>
les forces dynamiques XX (KN)	<u>11854.45</u>	<u>10931.78</u>	<u>10309.75</u>
les forces dynamiques YY (KN)	<u>12078.98</u>	<u>11202.28</u>	<u>10521.80</u>

VII.4.Discussion:

Dans cette étude, nous notons ce qui suit :

- Les forces statiques diminuent en fonction de augmentation de l'amortissement.
 - la période fondamentale et reste constante quelque soit la valeur de l'amortissement et ce, car la période est une propriété intrinsèque de la structure qui varie en fonction de la masse et de la rigidité.
 - L'efforts tranchant diminuent en fonction de augmentation de l'amortissement.
- Les forces dynamiques aussi diminuent en fonction de augmentation de l'amortissement.

Explication:

Il a été constaté lors des soutenances de master en génie civil spécialité structures ceux qui ont réalisée une étude d'un bâtiment selon le **RPA99 V2003**, que le choix du taux d'amortissement pour un système de contreventement mixte en portiques voiles n'est pas le même . pour certains le taux de 7% est le bon choix de point de vue sécurité, par contre d'autres préfèrent un taux d'amortissement de 10% en justifiant leur choix que par la présence des voiles donne une dissipation d'énergie sismique supplémentaire que celle des portique .quant à quelques uns ils préfèrent de choisir 8.5% en utilisant une interpolation mathématique une sorte d'optimisation non fondé.

Après notre étude le choix de l'amortissement 10% est le meilleur choix de point de vue économique et qui explique bien le taux de dissipation d'énergie par les voiles aussi par les essais expérimentales sur des prototypes en portique voiles.

VII.5.Conclusion:

Comme conclusion, l'utilisation des amortisseurs et les techniques d'isolation sismique, surtout dans les constructions stratégiques (hôpital, bâtiment important, pont, etc.) peuvent contribuer d'une manière efficace à l'atténuation des sollicitations sismiques, et par voie de conséquence, à la réduction du risque sismique.

Les modèles de structures munies d'appareils d'amortissement ne sont pas encore pris en charge par les règlements et les codes Algérien (RPA, RPOA) Notant aussi l'absence des DTR concernant les aspects pratiques de ces dispositifs d'amortissement. Il est temps d'y réfléchir sérieusement à ce problème afin d'intégrer cette nouvelle composante technologique tant sur le plan conceptuel, théorique que pratique.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes

- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue les charge importants et les petites trames qui induise des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

- Et aussi maîtriser à un niveau acceptable l'outil informatique, notamment le calcul des structures avec le logiciel ETABS, et le dessin des plans de coffrage et de ferrailage par le logiciel AUTO-CAD2014.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

- pour la partie de recherche Notre travail se veut d'être une modeste contribution à ce vaste domaine du « parasismique » Notre préoccupation était donc l'atténuation des effets sismiques moyennant l'incorporation des dispositifs d'amortissement (appuis et amortisseurs) à des structures de grandes dimensions. Nous nous sommes particulièrement intéressés à

l'effet de l'amortissement sur les paramètres ou réponses qui sont le déplacement, la vitesse et l'accélération des structures dont dépendent bien évidemment les sollicitations. Les études théoriques et les applications concernant cet axe sont très récentes, et quasi absentes à l'échelle nationale.

Après notre étude le choix de l'amortissement 10% est le meilleurs choix de point de vue économique et qui explique bien le taux de dissipation d'énergie par les voiles aussi par les essais expérimentales sur des prototypes en portique voiles.

BIBLIOGRAPHIE

_ Les règlements:

- Béton Armé (BAEL 91/Modifier 99).
- Règles Parasismiques Algérienne (RPA version 2003).
- Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA93).
- Règles de Calcul des Construction en Acier (CM66).
- Document Technique Réglementaire (Charges et Surcharges), (DTR B.C.2.2).

_ Les livres:

- Georges Dreux & Jean Festa, Nouveau guide du béton et de ses constituants.
- Henry Thonier, Conception et calcul des structures de bâtiment.
- Ali Bouafia & Mouna Mir, Mécanique des sols.
- Nouredine Bourahla, Resistance des matériaux.
- Alain Capra & Victor Davidovici, Calcul Dynamique des Structures en Zones sismiques.
- Jean Perchat –Roux, Pratique de BAEL91.
- Cherait Y, Calcul des Ouvrages en Béton Armé, Office des Publications Universitaires, Alger 2000.
- Belazougui M, Calcul des Ouvrages en Béton Armé.
- Bouafia A, Calcul Pratique des Fondations et des Soutènements.

ANNEXE

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{I_x}{I_y} \backslash \frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Valeurs de M_1 (ou M_2)

ANNEXE

$\rho = 0.8$

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$			
		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		
Valeurs de M_1	0,0	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	91	0,077
	0,1	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924		
	0,2	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000		
	0,3	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077		
	0,4	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155		
	0,5	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234		
	0,6	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319		
	0,7	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402		
	0,8	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491		
	0,9	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580		
Valeurs de M_2	0,0	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	91	0,077
	0,1	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758		
	0,2	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853		
	0,3	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949		
	0,4	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050		
	0,5	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150		
	0,6	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254		
	0,7	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357		
	0,8	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462		
	0,9	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565		
Valeurs de M_1	0,0	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	91	0,077
	0,1	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781		
	0,2	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892		
	0,3	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004		
	0,4	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117		
	0,5	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235		
	0,6	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351		
	0,7	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469		
	0,8	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584		
	0,9	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704		
Valeurs de M_2	0,0	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817	91	0,077
	0,1	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940		
	0,2	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063		
	0,3	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188		
	0,4	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315		
	0,5	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447		
	0,6	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580		
	0,7	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710		
	0,8	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841		
	0,9	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978		
Valeurs de M_1	0,0	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111	91	0,077
	0,1	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246		
	0,2	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381		
	0,3	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518		
	0,4	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655		
	0,5	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794		
	0,6	0,0496	0,7052	0,0566	0,7937		
	0,7	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074		
	0,8	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216		
	0,9	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358		
Valeurs de M_2	0,0	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502	91	0,077
	0,1	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646		
	0,2	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799		
	0,3	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939		
	0,4	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087		
	0,5	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236		
	0,6	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385		
	0,7	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543		
	0,8	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694		
	0,9	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847		
Valeurs de M_1	0,0	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000	91	0,077
	0,1	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
	0,2	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
	0,3	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
	0,4	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
	0,5	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
	0,6	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
	0,7	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
	0,8	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
	0,9	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000		
1,0	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000			