

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE  
L'ENSEGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention de diplôme d'ingénieur d'Etat en Génie Civil  
Spécialité Construction Civil et Industrielle

## THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+5) A USAGE  
D'HABITATION, BUREAUX ET COMMERCIAL**



Présenté par :

**TOUATI Jugurtha**

**ZIANI Koceila**

Promoteur : **M<sup>r</sup> BAZIZ Karim**

**2020/2021**

# *Remerciements*

- ❖ Toute notre gratitude, grâce et remerciement à Alah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.
  
- ❖ C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur M<sup>r</sup> BAZIZ Karim pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.
  
- ❖ Les remerciements seraient incomplets sans ceux, les plus sincères, adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
  
- ❖ En fin, nous souhaitons remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la bonne réalisation de ce travail.

# Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers père et mère qui m'ont soutenu tout le long de mes études

- A mon frère MASSI et à la mémoire de mon frère YAZID.
- A mes sœurs KAHINA et DIHIA
- A mon binôme KOCEILA pour qui je souhaite une bonne chance et continuation dans l'avenir
- A mes amis de la promotion Génie Civil.

*JUGURTHA*

Je dédie ce travail à mes chers père et mère qui m'ont soutenu et encouragé tout le long de mes études

- A mes très chers frères Lounes et Hakim et Massinissa et ma sœur Thiziri.
- A mon binôme TOUATI Jugurtha pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout le long de ce projet à qui je souhaite une bonne chance et continuation et la réussite dans sa vie.
- A tous mes amis de la promotion de 2<sup>eme</sup> année Master Génie Civil.

*KOCEILA*

## SOMMAIRE

### Chapitre I

Introduction générale .....	1
I.1 Introduction .....	2
I.2 Description de l'ouvrage.....	2
I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I.3 Éléments de l'ouvrage .....	3
I.3.1 La superstructure.....	3
I.3.2 L'infrastructure.....	5
I.4 Hypothèse de calcul .....	6
I.4.1 États limites ultimes (ELU) .....	6
I.4.2 États limites de service (ELS) .....	6
I.5 Les caractéristiques mécaniques des Matériaux .....	7
I.5.1 Le béton .....	7
I.5.2 Les aciers .....	11
I.6 La réglementation utilisée .....	13
I.7 Protection des armatures (BAEL91.Art A.7.1) .....	13

### Chapitre II

II-1 Pré dimensionnement des éléments.....	14
II-1-1 Les planchers.....	14
II-1-2 Les poutres .....	15
II-1-3 Les voiles.....	17
II-2 Détermination des charges et surcharges.....	18
II-2-1 Charges permanentes .....	18
II-2-1-1 Les Planchers.....	18
II-2-1-2 Maçonneries .....	19
II-2-1-3 Dalle pleine.....	21
II-2-1-4 Acrotère .....	21
II.2.2 Surcharges d'exploitation.....	22
II-2-3 Pré dimensionnement des poteaux .....	22

## Chapitre III

Introduction.....	30
III.1 Acrotère.....	30
III.1.1 Introduction.....	30
III.2 Calcul des plancher.....	40
Introduction.....	40
III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression.....	40
III.2.2 Calcul de la poutrelle.....	41
III.2.2.1 Calcul de la poutrelle (nervures) .....	41
III.3 Balcon en dalle pleine.....	62
Introduction.....	62
III.3.1 Pré -dimensionnement.....	62
III.3.2 Les combinaisons des charges .....	63
III.3.3 Calcul des efforts .....	63
III.3.4 Ferrailage .....	64
III.3.5 Vérification à L'ELU.....	64
III.3.6 Vérification à L'ELS .....	66
III.4 Les escaliers.....	68
III.4.1 Calcul des escaliers .....	68
III.4.2 Pré dimensionnement de la pailasse.....	71
III.4.3 Calcul à l'ELU.....	72
III.4.4 Calcul à l'ELU.....	86
III.5 Étude de la poutre palière.....	100
III.5.1 Pré dimensionnement.....	100
III.5.2 Détermination des charges et surcharges .....	101
III.5.3 Ferrailage à l'E.L.U .....	103
III.4.4 Vérification à l'ELU .....	104
III.4.5 Vérification à l'ELS .....	107
III.5 Poutre de chaînage .....	111
III.5.1 Pré dimensionnement.....	111
III.5.2 Évaluation des charges G et surcharges Q .....	111
III.5.3 Étude de la poutre à l'ELU.....	111
III.5.4 Ferrailage .....	113
III.5.5 Vérifications à l'ELU .....	115

III.5.6	Étude de la poutre à l'ELS .....	117
III.5.7	Vérifications à l'ELS .....	117
III.6	Calcul de la dalle salle machine .....	119
	Introduction.....	119
III.6.1	Dimensionnement .....	120
III.6.2	Ferraillage à L'ELU .....	123
III.6.3	Vérification à l'ELU .....	125
III.6.4	Vérification de l'E.L.S .....	127

## **Chapitre IV**

IV.1	Introduction.....	132
IV.2	Logiciel utilisé pour la modélisation .....	132
IV.2.1	Historique .....	132
IV.2.2	Description du logiciel ETABS .....	133
IV.2.3	Rappel (terminologie) .....	133
IV.3	Manuel d'utilisation du logiciel ETABS.....	134
	Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage .....	138
	Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux .....	140
	Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments .....	142
	Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q) .....	145
	Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.....	146
	Étape « F » : Définition de la charge sismique « E » .....	146
	Étape « G » : Chargement des éléments .....	147
	Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions .....	148
	Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.....	149

## **Chapitre V**

	Introduction.....	151
V.1	Présentation de l'ouvrage .....	151
V.1.1	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	151
V.1.2	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	153
V.1.3	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux .....	165
V.1.4	Justification vis-à-vis des déplacements.....	165
V.1.5	Vérifications de l'effet P-Delta.....	168

## Chapitre VI

VI. 1.1. Introduction .....	172
VI.1.2. Combinaison de calcul .....	172
VI.1.3. Recommandation du RPA 99version 2003 .....	172
VI.1.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU .....	173
VI.1.5. Vérification à L'ELU.....	183
VI.1.6. Vérification à L'ELS .....	184
VI.1.7. Conclusion .....	187
VI.2.1 Introduction : .....	188
VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 : .....	188
1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003) : .....	188
2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003) : .....	189
VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales : .....	189
Exemple de calcul : .....	191
1-Poutres principales( <b>30 × 35</b> ) .....	191
2-Poutre secondaires( <b>25 × 35</b> ) : .....	192
VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales : .....	192
VI.2.5 Vérification à L'ELS : .....	198
1. Etat d'ouverture des fissures : .....	198
2. Etat limite de compression du béton : .....	198
Introduction.....	200
VI.3.1.Combinaison d'action.....	200
VI.3.2..Ferrailage des voiles .....	200
□ Exposé de la méthode de calcul .....	200
VI.3.3.Vérifications .....	205
➤ Vérification à L'ELS : .....	205
➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : .....	207
VI.3.4 Exemple de calcul .....	207
➤ Calcul des armatures : .....	208
VI.3.5.Vérification à l'ELS: .....	208
VI.3.6.VOILE longitudinal .....	208
VI.3.7.VOILE transversal.....	212

## **Chapitre VII**

VII. 1. Introduction .....	215
VII. 2. Choix du type de fondation.....	215
A) Semelles filantes .....	216
B) Semelles isolées sous poteaux.....	217
VII.3. Pré dimensionnement du Radier.....	218
Epaisseur de radier (nervures) .....	219
Epaisseur de la dalle du radier .....	219
Largeur de la nervure.....	219
Epaisseur de la dalle flottante .....	220
Conclusion.....	222
Détermination de la surface nécessaire du radier.....	222
Calcul des sollicitations à la base de radier .....	223
Vérification .....	224
VII.4 Ferrailage du radier .....	227
VII.4.1 Ferrailage de la dalle du radier .....	228
Calcul des armatures .....	230
VII.4.2 Vérifications à l'ELU .....	231
Vérification à L'ELS .....	231
VII.5 Ferrailage du débord .....	232
VII.6 Ferrailage de la nervure .....	233
1)Détermination des sollicitation.....	233
Détermination des charges .....	233
Sollicitation maximale .....	233
Ferrailage .....	234
Vérification à l'ELU .....	236
Vérification à L'ELS .....	236
Conclusion.....	237
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>238</b>



## Liste des tableaux

<b>Tableau.1</b> : Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible .....	18
<b>Tableau.2</b> : Caractéristiques du plancher étages courants .....	19
<b>Tableau.3</b> : Charges revenant aux murs extérieurs .....	19
<b>Tableau.4</b> : Charges revenant aux murs intérieurs .....	20
<b>Tableau.5</b> : Charge permanente de la dalle pleine .....	21
<b>Tableau.6</b> : Tableau des Coefficients de dégression des surcharges.....	26
<b>Tableau.7</b> : Tableau récapitulatif de la descente de charge.....	27
<b>Tableau.8</b> : Vérification des poteaux au flambement .....	28
<b>Tableau.9</b> : Sections adoptées des poteaux .....	28
<b>Tableau10</b> : Charge permanentes du balcon .....	62
<b>Tableau 11</b> : La Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps .....	63
<b>Tableau 12</b> : vérification des critères de qualités .....	144
<b>Tableau 13</b> : Période choisie en fonction de la condition sur T .....	155
<b>Tableau 14</b> : Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X .....	156
<b>Tableau 15</b> : Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y .....	157
<b>Tableau 16</b> : valeurs du coefficient de comportement R.....	162
<b>Tableau 17</b> : Les valeurs des forces sismiques dans les deux sens X et Y.....	163
<b>Tableau 18</b> : Comparaison des résultats des forces sismiques suivant X et Y.....	164
<b>Tableau 19</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta .....	169
<b>Tableau 20</b> : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	172
<b>Tableau 21</b> : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003....	173
<b>Tableau 22</b> : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal .....	178
<b>Tableau 23</b> : Les sections d'armatures longitudinales des poteaux.....	179

<b>Tableau 24</b> : Les valeurs de l'élançement géométrique $\lambda_g$ .....	180
<b>Tableau 25</b> : L'Effort tranchant max à l'ELU et l'ELS .....	180
<b>Tableau 26</b> : Sections des armatures transversales.....	182
<b>Tableau 27</b> : Vérification au cisaillement.....	183
<b>Tableau 28</b> : vérification de la condition de non fragilité. ....	185
<b>Tableau 29</b> : Résultats de ferrailage des poteaux .....	187
<b>Tableau 30</b> : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires .....	192
<b>Tableau 31</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales	198
<b>Tableau 32</b> :Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires	199
<b>Tableau 33</b> : Tableau des efforts normaux .....	201
<b>Tableau 34</b> : Ferrailage de 1 <sup>er</sup> voile longitudinale .....	209
<b>Tableau 35</b> : Ferrailage de 2 <sup>eme</sup> voile longitudinale .....	210
<b>Tableau 36</b> : Ferrailage de 3 <sup>eme</sup> voile longitudinale.....	211
<b>Tableau 37</b> : Ferrailage de 1 <sup>er</sup> voile transversale .....	212
<b>Tableau 38</b> : Ferrailage de 2 <sup>eme</sup> voile transversale.....	213
<b>Tableau 39</b> : Ferrailage de 3 <sup>eme</sup> voile transversale .....	214
<b>Tableau 40</b> : Semelles filantes sous voiles dans le sens transversal .....	216
<b>Tableau 41</b> : Semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal .....	217
<b>Tableau 42</b> : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux .....	217
<b>Tableau 43</b> : Détermination du poids propre du radier .....	221
<b>Tableau 44</b> : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier .....	230
<b>Tableau 45</b> : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier .....	232
<b>Tableau 46</b> : Les efforts internes dans les nervures. ....	234
<b>Tableau 47</b> : Ferrailage des nervures à L'ELU .....	235

## Liste des figures

<b>Figure I.1 :</b> Schéma du plancher en corps creux .....	3
<b>Figure I.2 :</b> Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU) .....	8
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS) .....	10
<b>Figure II.4 :</b> Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4) .....	14
<b>Figure II.2 :</b> Épaisseurs des voiles - coupe en élévation .....	16
<b>Figure II.3 :</b> Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible .....	17
<b>Figure II.4 :</b> Coupe transversale du plancher courant .....	18
<b>Figure II.5 :</b> Coupe transversale d'un mur extérieur .....	19
<b>Figure II.6 :</b> Coupe transversale du mur verticale .....	19
<b>Figure II.7 :</b> Coupe transversale de la dalle pleine .....	20
<b>Figure II.8 :</b> Surface d'influence du poteau le plus sollicité .....	21
<b>Figure II.9 :</b> Dégression des charges .....	24
<b>Figure III.5 :</b> coupe transversale et schéma statique de l'acrotère.....	31
<b>Figure III.6 :</b> Schématisation des efforts internes .....	32
<b>Figure III.7 :</b> La section de l'acrotère.....	34
<b>Figure III.8 :</b> schéma de ferrailage de l'acrotère .....	39
<b>Figure III.9 :</b> Treillis soudées de 15 x15 cm .....	41
<b>Figure III.10 :</b> Diagramme des moments fléchissant .....	60
<b>Figure III.11 :</b> Diagramme des efforts tranchants .....	60
<b>Figure III.12 :</b> Diagramme des moments fléchissant.....	56
<b>Figure III.13 :</b> Diagramme des efforts tranchants .....	56
<b>Figure III.10 :</b> Schéma Statique du balcon .....	62
<b>Figure III.14 :</b> Ferrailage de balcon .....	67
<b>Figure III.12 :</b> Principaux termes relatifs à un escalier .....	68
<b>Figure III.13 :</b> Schéma statique de l'escalier.....	69
<b>Figure III. 15 :</b> Pré dimensionnement de la pailasse .....	71
<b>Figure III.15 :</b> Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU. ....	73
<b>Figure III.16 :</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	74
<b>Figure III.17 :</b> Schéma statique de calcul à l'ELS .....	78
<b>Figure III.18 :</b> diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant .....	79
<b>Figure III.19 :</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	89

<b>Figure III.20 :</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	95
<b>Figure III.21 :</b> Ferrailage de l'escalier .....	100
<b>Figure III. 22 :</b> Schéma statique à l'ELU .....	100
<b>Figure III.23 :</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.....	102
<b>Figure. III. 18 :</b> Schéma statique à l'ELS .....	106
<b>Figure III.25</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS .....	107
<b>Figure III.19 :</b> Ferrailage de la poutre palière .....	110
<b>Figure III.27 :</b> Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	113
<b>Figure III.28 :</b> Schéma représentatif de la salle machines .....	119
<b>Figure III.29 :</b> Diffusion de charges dans le feuillet moyen .....	120
<b>Figure III.30 :</b> Ferrailage de la dalle salle machine .....	131
<b>Figure IV.1:</b> l'icône d'ETABS .....	133
<b>Figure IV.2:</b> fenêtre de dialogue .....	133
<b>Figure IV.3:</b> choix de l'unité .....	133
<b>Figure IV.4:</b> la géométrie de base .....	134
<b>Figure IV.5:</b> les lignes de construction.....	135
<b>Figure IV.6:</b> définition des étages .....	136
<b>Figure IV.7:</b> l'interface e l'ETABS .....	137
<b>Figure IV.8:</b> définition des propriétés de matériaux .....	138
<b>Figure IV.9:</b> dimensionnement des poteaux .....	138
<b>Figure IV.10:</b> dimensionnement des poutres .....	139
<b>Figure IV.11:</b> dimensionnement des voiles .....	139
<b>Figure IV.12:</b> dimensionnement des dalles pleines .....	140
<b>Figure IV.13:</b> la barre des outilles .....	140
<b>Figure IV.14:</b> définition des charges statiques (G et Q) .....	141
<b>Figure IV.15:</b> définition du spectre de calcul .....	143
<b>Figure IV.16:</b> introduction du spectre dans ETABS .....	144
<b>Figure IV.17:</b> définition de la réponse séismique dans les deux directions .....	145
<b>FigurIV.18:</b> les combinaisons d'actions .....	146
<b>Figure IV.19:</b> encastrement des appuis .....	148
<b>Figure IV.20:</b> le diaphragme .....	148
<b>Figure IV.21:</b> définition des options d'analyse .....	149
<b>Figure V.20:</b> Les options pour l'obtention du tableau des informations modales.....	151
<b>FigureV.21 :</b> La période et les masses participantes .....	151

<b>Figure V.3 :</b> Extraction du poids de la structure sur ETABS. ....	157
<b>Figure V.4:</b> Tableau des valeurs du poids total de la structure .....	157
<b>Figure V.5:</b> Tableau des forces horizontales dans le sens X-X .....	159
<b>Figure V.6:</b> Tableau des forces horizontales dans le sens Y-Y .....	159
<b>Figure V.7:</b> Tableau des forces verticales à la base .....	160
<b>Figure V.8 :</b> Tableau des forces verticales reprise par les poteaux .....	161
<b>Figure V.9 :</b> Extraction du l'effort tranchant sur ETABS. ....	162
<b>Figure V.10 :</b> tableau des valeurs de l'effort tranchant sur ETABS. ....	163
<b>Figure V.122 :</b> Extraction des déplacements relatifs sur ETABS. ....	165
<b>Figure V.13 :</b> tableaux des déplacements sous l'action EX .....	166
<b>Figure V.14 :</b> Déplacements absolu sous l'action EY .....	166
<b>Figure V.15 :</b> Déplacements absolu sous l'action EX.....	169
<b>Figure V.16 :</b> Déplacements absolu sous l'action EY.....	169
<b>Figure V.17 :</b> Déplacements absolu sous le poids.....	170
<b>Figure VI.1 :</b> zone nodale dans le poteau .....	172
<b>Figure VI.2 :</b> Section de ferrailage .....	173
<b>Figure VI.3 :</b> Section partiellement comprimée (S.P.C) .....	174
<b>Figure VI.5 :</b> Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (45 x 45) ..	184
<b>Figure VI.6 :</b> Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (40 x 40) ..	185
<b>Figure VI.7 :</b> Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (35 x 35) .	186
<b>Figure VI.9 :</b> Schéma de Ferrailage des poutres simplement armée .....	189
<b>Figure VI.10 :</b> Schéma de Ferrailage des poutres doublement armée.....	189
<b>Figure VI.11 :</b> Délimitation de la zone nodale. ....	196
<b>Figure VI.12 :</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	203
<b>Figure VII.1 :</b> Schéma statique de calcul du débord du radier .....	231
<b>Figure VII.2 :</b> Schéma statique d'un panneau.....	232

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importance des destructions massives.

L'analyse approfondie de l'ouvrage touché par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives, ou de malfaçons d'exécution.

Certes, nous ne devons pas appliquer seulement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminantes le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Pour cela, les ingénieurs disposent actuellement de plusieurs outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

## I. Présentation et description de l'ouvrage

### I.1 Introduction

Le projet en cours d'étude s'agit d'une structure R+5 à usage d'habitation, commercial et bureautique, à ossature mixte contreventée par voiles. La structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V9.7.1.

### I.2 Description de l'ouvrage

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une structure (R+5) à usage d'habitation, commercial et bureautique. Ce bâtiment est d'importance moyen, implanté à TIZI OUZOU,

Cet ouvrage est composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage bureautique.
- (05) étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

#### I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur totale .....L = 25.8 m.
- Largeur totale .....l = 12.25 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée .....h = 3.54m.
- Hauteur d'étage courant .....h = 3.06m.
- Hauteur totale .....h = 22.14 m.

---

## I.3 Éléments de l'ouvrage

### I.3.1 La superstructure

C'est la partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

#### a) L'ossature

Le bâtiment qui est en ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage, essentiellement vis-à-vis des charges horizontales.

#### b) Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils ont pour but de :

- Supporter leur poids propre et les charges d'exploitations et les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.
- Assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse est inaccessible comporte un système complexe d'étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé et a une pente (1%) qui facilite l'écoulement d'eau.

Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de notre bâtiment, à savoir :

#### ▪ **Planchers en corps creux**

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur lesquels repose une dalle de compression en béton armé. Les planchers en corps creux sont constitués :

#### ▪ **De nervures**

Appelées également poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles). La distance entre-axes des poutrelles varie de 0.56 m à 0.65 m. on choisit souvent 0.65 m car c'est la plus commercialisée.

- **Du remplissage en corps creux**

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

- **Les dalles pleines en béton armée**

Ce sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourds que les corps creux avec une épaisseur du 4 à 5cm. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans la cage d'escalier et d'ascenseur et les balcons. Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges
- Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

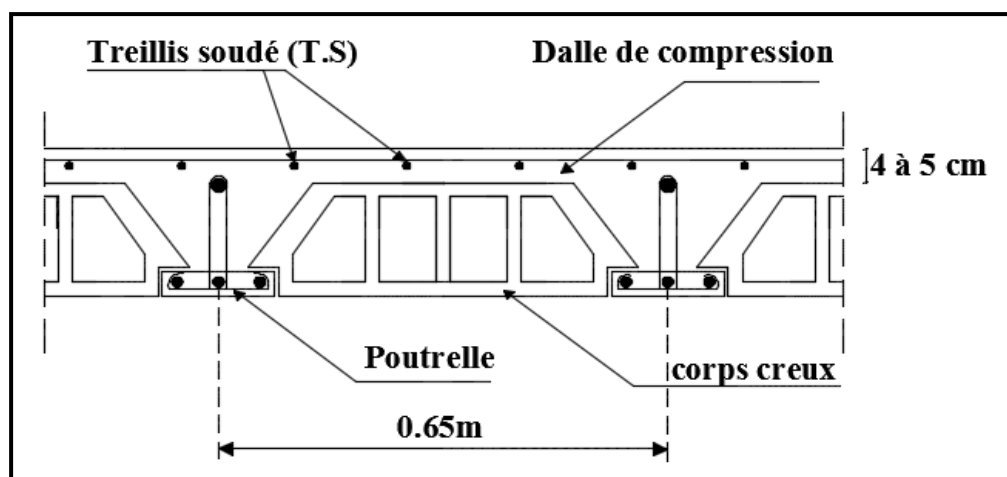


Figure I.1 Schéma du plancher en corps creux

c) **Les maçonneries**

On distingue deux (02) types

- **Les murs extérieurs** : sont en double cloisons de (25 cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10 cm pour les cloisons extérieures et intérieures + une lame d'air de 5cm).
- **Les murs intérieurs** : ils sont en simple cloison (brique creuse de 10cm)

**d) Les escaliers**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

Notre bâtiment comporte un escalier composé de trois volées avec deux paliers au niveau du rez-de-chaussée et au niveau des étages.

**e) Les revêtements**

Ils sont en

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

**f) Les voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

**g) Système de coffrage**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

**h) Acrotère**

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

**1.3.2 L'infrastructure**

Les fondations : sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol qui en est liaison directe.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## I.4 Hypothèse de calcul

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91modifié 99** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 et au DTR BC22 (charges et surcharges d'exploitation).

### I.4.1 États limites ultimes (ELU)

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Équilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

#### ❖ Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

### I.4.2 États limites de service (ELS)

Ils constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

#### ❖ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15E_b$ ).

## I.5 Les caractéristiques mécaniques des Matériaux

### I.5.1 Le béton

Le béton est un mélange des granulats (graviers + sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage, dosés de manière à obtenir les quantités nécessaires pour son utilisation.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux utilisés permettant l'obtention d'un béton aux qualités requises.

#### ➤ **La résistance caractéristique du béton à la compression**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (résistance caractéristique) notée  $f_{c28}$ . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16x32). Dans notre étude on prend  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Pour  $j < 28$  jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 modifié } 99/\text{A.2.1,11}). \\ f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### ➤ **Résistance caractéristique du béton à la traction**

La résistance à la traction de béton est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99})$$

Dans notre cas on a :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte on distingue deux types de modules :

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée**

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton  $E_{ij}$  est :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 21})$$

Pour  $f_{cj} = 25$  MPa on aura :  $E_{ij} = 32164.195$  MPa

➤ **Le module de déformation longitudinale différée**

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée. et à fin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $f_{cj} = 25$  MPa on aura :  $E_{vj} = 10818.86$  MPa. (BAEL91 modifié 99 / Art A.2.1, 22)

➤ **Module de déformation transversale du béton**

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{BAEL91 modifié 99 / Art A.2.1 ,3})$$

Avec :

{	E : module de Young
}	v: Coefficient de poisson du béton

➤ Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton .Il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

✓ Diagramme de contrainte / déformation

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations :

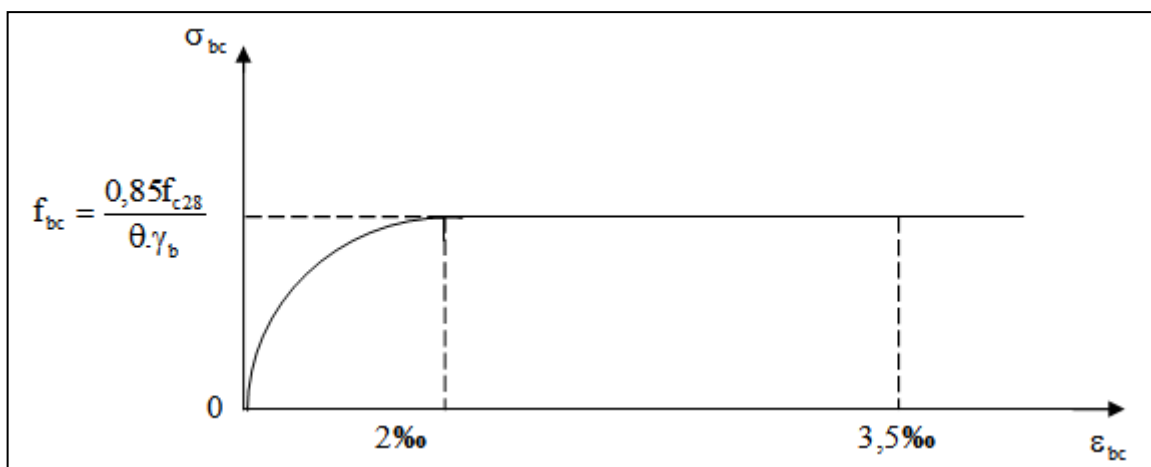


Figure I.2 Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Où :  $f_{bc}=f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$  (BAEL91 modifié 99/Art A .4.3 ,41).

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle (SA)} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ en situation durable (SD)} \end{array} \right.$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des actions considérées

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots 1h \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots\dots\dots t \leq 1h \end{array} \right.$$

0,85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée « t » d'application des charges entrainants une diminution de la résistance.

Pour  $f_{c28}=25\text{MPa}$  :  $f_{bu}= 14,167\text{MPa}$  en SD.

$f_{bu}=21.739\text{MPa}$  en SA.

$\sigma_b$  : contrainte de calcul du béton en compression.

$f_{c28}$  : contrainte de béton à la compression à l'âge de 28jours.

$\varepsilon_{bc}$  : déformation de béton en compression (pour  $\varepsilon_{bc}<2\%$  on applique la loi de Hooke qui dit :  $\sigma_{bc}=\varepsilon_{bc}E$ )

### a) L'état Limite de Service(ELS)

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 (éclatement)
- L'état limite de service d'ouverture des fissures. (Ouvertures)
- L'état limite de service de déformation. (Flèche)

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$  avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS

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

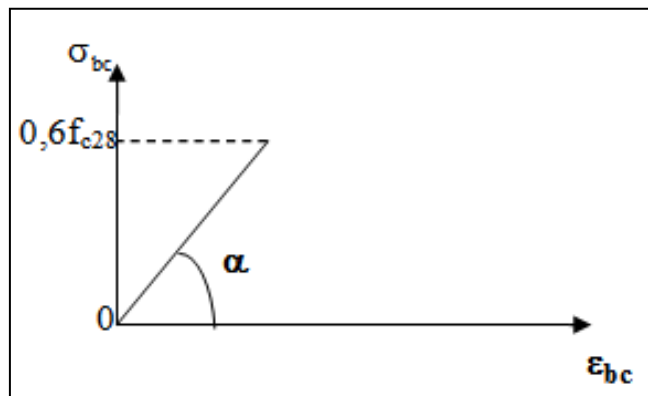


Figure I.3 Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

**➤ Contrainte limite de cisaillement**

(BAEL/Art A.5.1, 21)

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau_u = \min (0,13f_{c28}, 5) \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min (0,10f_{c28}, 4) \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

**I.5.2 Les aciers**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence) :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

Avec : Fe : limite d'élasticité.

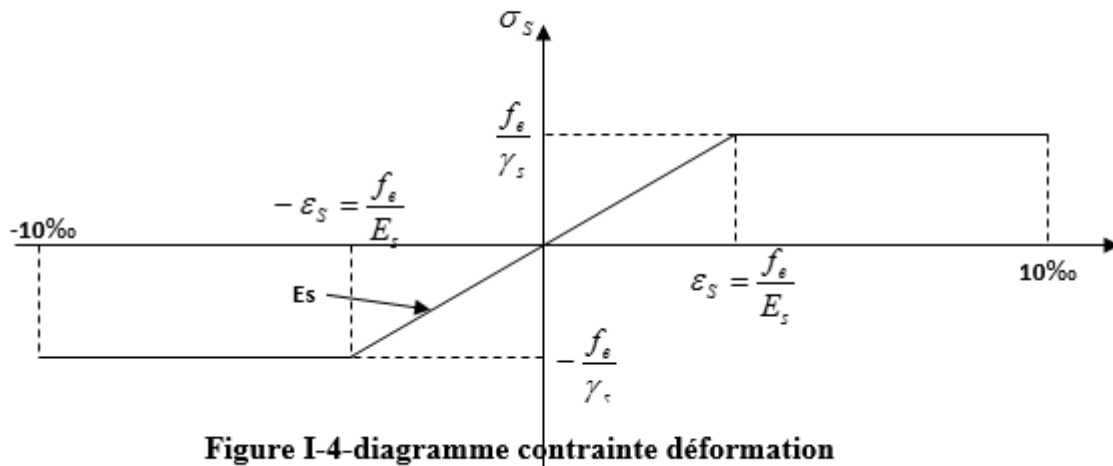


Figure I-4-diagramme contrainte déformation

➤ **Module de déformation longitudinale (E<sub>a</sub>)**

Il est pris égal à :  $E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$  (BAEL91modifié99, Art A.2.2,1)

➤ **Contrainte limite d'élasticité de l'acier**

À l'ELU :  $F_{bu} = \frac{f_c}{\gamma_s}$  (BAEL 91modifié99, Art A.2.1, 3)

Avec  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentel le} \end{cases}$

$\sigma_{st}$  : contrainte d'élasticité de l'acier en situation courante, qui est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa pour les H.A} \\ \sigma_{st} = 204 \text{ MPa pour les R.L} \end{cases}$$

À l'ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. On distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :** la contrainte n'est soumise à aucune limitation (BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 32)
- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{nf_{ij}}) \right\} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 33})$$

- **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs

$$\sigma_s = \min 0.8 \times \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A. 4.5.34})$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1,0 & \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

### I.6 La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles et normes suivantes :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.
- Règles BAEL 91 révisées 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2.

### I.7 Protection des armatures (BAEL91.Art A.7.1)

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

- $c \geq 1$  cm : si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations.
- $c \geq 3$  cm : si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 5$  cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposition à la mer...).

## II. Pré dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003 et du BAEL91 modifié 99. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

### II-1 Pré dimensionnement des éléments

#### II-1-1 Les planchers

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424/BAEL91})$$

Avec : ht : hauteur du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige pour les poteaux :  $\min(b, h) \geq 25$  cm en zone II a, on prend  $\min = 30$  cm.

Dans notre cas :  $L = 350 - 30 = 320$  cm

$$h_t = (320/22.5) = 14.22 \text{ cm. Soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- Épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- Épaisseur de la dalle de compression : **4 cm.**

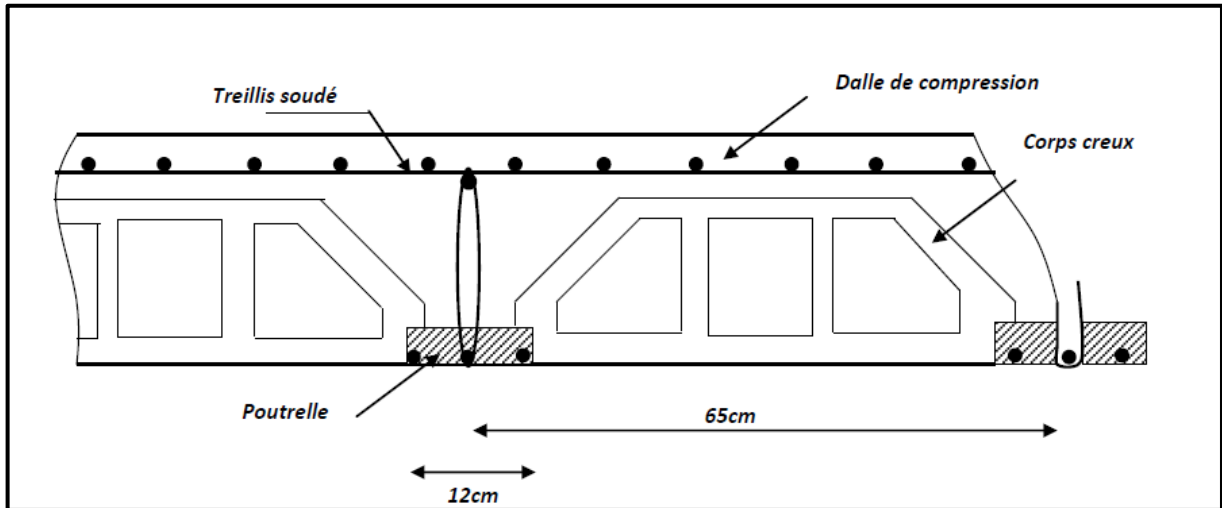


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4)

### II-1-2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale  $h_t$  et la largeur  $b$  doivent répondre aux conditions suivantes :

Hauteur «  $h_t$  » : 
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Art A.4.14 BAEL.91})$$

Largeur «  $b$  » : 
$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec  $h$  : la hauteur de la poutre et  $b$  la largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA exige les conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**a) Poutres principales**

Sachant que :  $L_{\max} = 470 - 30 = 430\text{cm}$

$$\frac{430}{15} \leq ht \leq \frac{430}{10} \rightarrow 28.66\text{cm} \leq ht \leq 43\text{ cm. On prend : } \quad \mathbf{ht = 35\text{ cm.}}$$

Par conséquent, la largeur b sera :  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{ cm. On prend : } \quad \mathbf{b = 30\text{ cm.}}$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1)

- $h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t / b = 35 / 30 = 1.166 \leq 4 \rightarrow$  condition vérifiée.

La section des poutres principales est donc :  $(b \times ht) = (30 \times 35)\text{ cm}^2$ .

**b) Poutres secondaires**

Sachant que  $L_{\max} = 350 - 30 = 320\text{cm}$

$$\frac{320}{15} \leq ht \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21.33\text{cm} \leq ht \leq 32\text{cm. On prend : } \quad \mathbf{ht = 30\text{ cm.}}$$

La largeur b est :  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{ cm. On prend : } \quad \mathbf{b = 25\text{ cm.}}$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)

- $h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $b = 25\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \rightarrow$  condition vérifiée.

La section de la poutre secondaire est donc :  $(b \times ht) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$ .

✓ **Conclusion** Les conditions imposées par RPA99 sont toutes vérifiées.

Les sections adoptées sont comme suites :

- **Poutres principales :**  $(30 \times 35)\text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :**  $(25 \times 30)\text{ cm}^2$

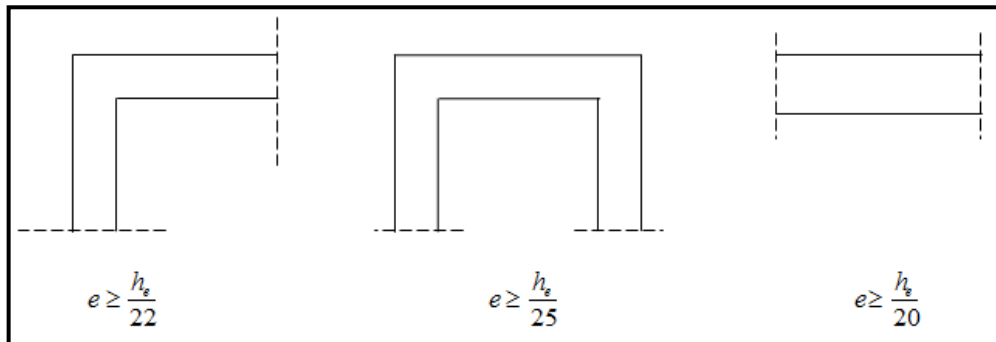
**II-1-3 Les voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le RPA99 /2003 article 7.7.1, les voiles doivent satisfaire la condition suivante :  $L \geq 4e$

Avec L et e respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

De même l'article 7.7.1 RPA99 version 2003 spécifie 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 comme l'indique la figure suivante :



**Figure II.2 Épaisseurs des voiles - coupe en élévation**

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est :  $e \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :  $h_e = h - e_p$  où  $e_p$  est la hauteur du plancher = 20cm.

Pour le RDC :

$$H_{rdc} = 3.54m = 354cm \Rightarrow h_e = 354 - 20 = 334cm \Rightarrow e_p \geq \frac{334}{20} = 16.7cm ; e_p \geq 15cm.$$

L'épaisseur adoptée est :  **$e_p = 20cm$**

Pour les étages courants :

$$H_{ec} = 2.86m = 286cm \Rightarrow h_e = 286 - 20 = 266cm \Rightarrow e \geq \frac{266}{20} = 13.3cm ; e_p \geq 15cm$$

Donc :  **$e_p = 20cm$**

✓ Conclusion

On opte pour une épaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$  sur toute la hauteur de la structure.

$L \geq 4 e = 80 \text{ cm} \geq 80 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

**II-2 Détermination des charges et surcharges**

Le but de la descente des charges est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G** : Charges permanentes.

**Q** : Surcharges d'exploitation.

**II-2-1 Charges permanentes**

**II-2-1-1 Les Planchers**

a) **Plancher terrasse en corps creux**

Tableau.1 Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
<b>G total =</b>				<b>5.61 KN/m2</b>

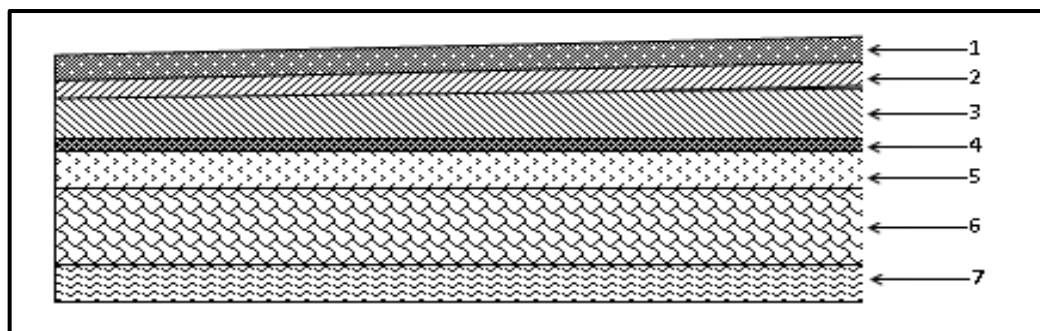


Figure II.3 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

b) Plancher d'étage courant

Tableau.2 Caractéristiques du plancher étages courants

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
1	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10 + 0.04	9 +10	0.90 +0.40 =1.30
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
3	Mortier de pose	0,02	20	0.4
4	Couche de sable	0,03	18	0.54
5	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
<b>G total =</b>				<b>5.64 KN/ m<sup>2</sup></b>

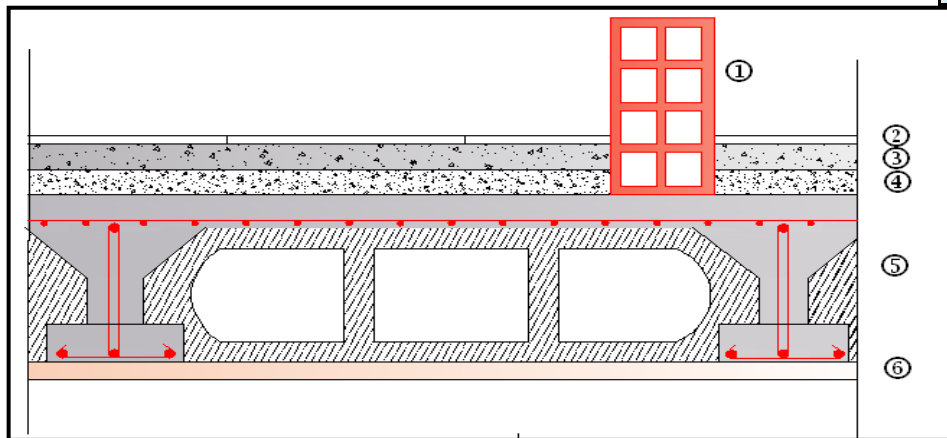


Figure II.4 Coupe transversale du plancher courant

II-2-1-2 Maçonneries

a) Mur extérieur

Tableau.3 : Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN /m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
<b>G total =</b>				<b>2.36 KN /m<sup>2</sup></b>

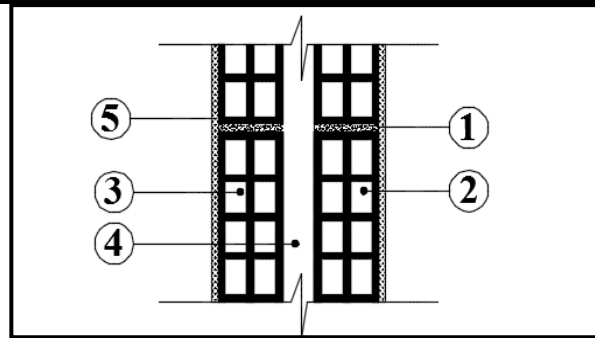


Figure II.5 Coupe transversale d'un mur extérieur

b) Mur intérieur

Tableau.4 : Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
<b>G total =</b>			<b>1,3 KN/m<sup>2</sup></b>

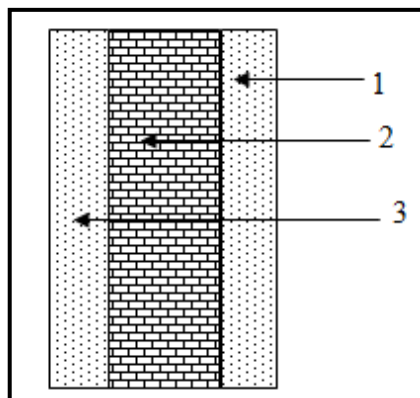


Figure II.6 Coupe transversale du mur verticale

II-2-1-3 Dalle pleine

Tableau.5 : Charge permanente de la dalle pleine

N0	Éléments	Épaisseur (m)	$\rho$ (KN/m3)	G (KN/m2)
01	Cloisons intérieurs	0.14	/	1.25
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine	0.15	25	3.75
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>G total =</b>				<b>6.54 KN/m2</b>

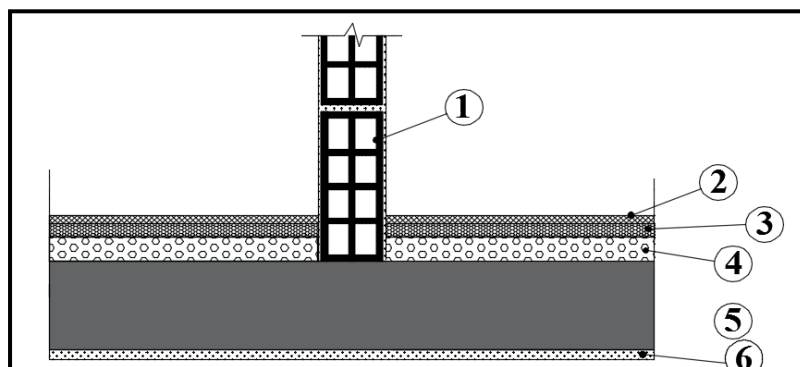
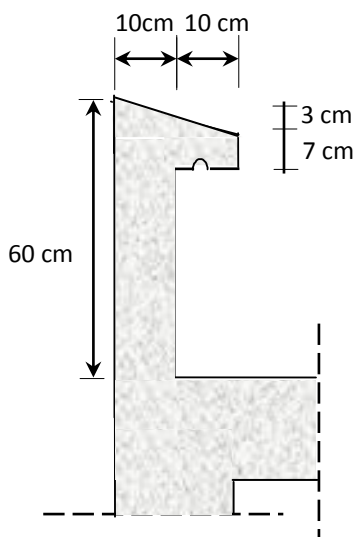


Figure II.7 Coupe transversale de la dalle pleine

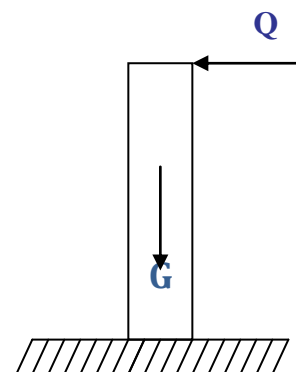
II-2-1-4 Acrotère

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

- Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur



1. Coupe transversale de l'acrotère



2. Schéma statique

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1ml$

$$G = 25 \left[ 0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.2}{2} \right] = 1.675 \text{ KN.}$$

### II.2.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.22 comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible).....  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$ .
- Planchers étages courants à usage d'habitation...  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher RDC à usage bureaux .....  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ .
- L'escalier.....  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ .
- Balcons.....  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$ .
- L'acrotère.....  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$ .

### II-2-3 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal  $N$  qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{0.6f_{c28}} \quad (\text{art7.4.3.1.RPA 99/2003})$$

Avec:  $N_s = G+Q$

$N_s$  : effort normal revenant au poteau considéré ;

$G$  : charges permanentes.

$Q$  : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

$S$ : section des poteaux.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte de compression admissible du béton

Selon le ( RPA 99 , A7.4.1 ) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa , on a :

$$\text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm}$$

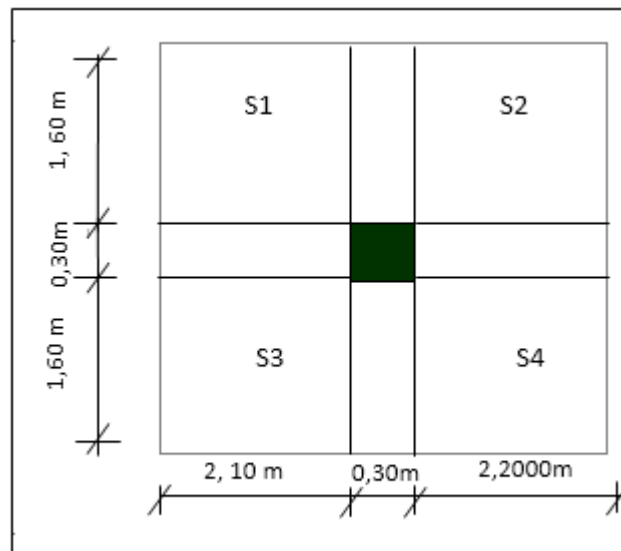
$$\text{Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

▪ **Descente des charges**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu' aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) ; appelée surface d'influence.



**Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité**

**a) Surface d'influence**

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

Dans notre cas on a

$$(4.70/2) - (0.30/2) = 2.20\text{m}$$

$$(4.50/2) - (0.3/2) = 2.10 \text{ m}$$

$$(3.50/2) - (0.30/2) = 1.60\text{m}$$

$$(3.50/2) - (0.30/2) = 1.60\text{m}$$

La section nette :

$$S_n = 2 \times (2.20 \times 1.60) + (2.10 \times 1.6) \times 2 = 13.76\text{m}$$

**b) Poids revenant à chaque plancher**

Poids du plancher :  $\mathbf{P = G \times S}$

$$\text{Plancher terrasse : } P = 5.61 \times 13.76 = 77.193 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher d'étage courante : } P = 5.64 \times 13.76 = 77.606 \text{ KN}$$

**c) poids des poutres**

$$\text{Poutre principale : } P_{pp1} = (0.25 \times 0.35 \times 2.20) \times 25 = 4.812 \text{ KN}$$

$$P_{pp2} = (0.25 \times 0.35 \times 2.10) \times 25 = 4.593 \text{ KN}$$

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

$$\text{Poutre secondaire : } P_{ps} = (0.25 \times 0.3 \times 1.60 \times 2) \times 25 = 6 \text{ KN}$$

$$\text{D'où le poids total } P = 4.812 + 4.593 + 6 = 15.405 \text{ KN}$$

**d) Poids des poteaux**

$$\text{Poteau des étages courants : } G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.86 = 6.435 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau du RDC : } G_P = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.54 = 7.965 \text{ KN}$$

e) Surcharges d'exploitation

Plancher terrasse :  $Q \times S = 1 \times 13.76 = 13.76 \text{ KN}$

Plancher des étages courant :  $Q = 1.5 \times 13.76 = 20.64 \text{ KN}$

Plancher RDC:  $Q = 2.5 \times 13.76 = 34.4 \text{ KN}$

f) Loi de dégression de charges

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

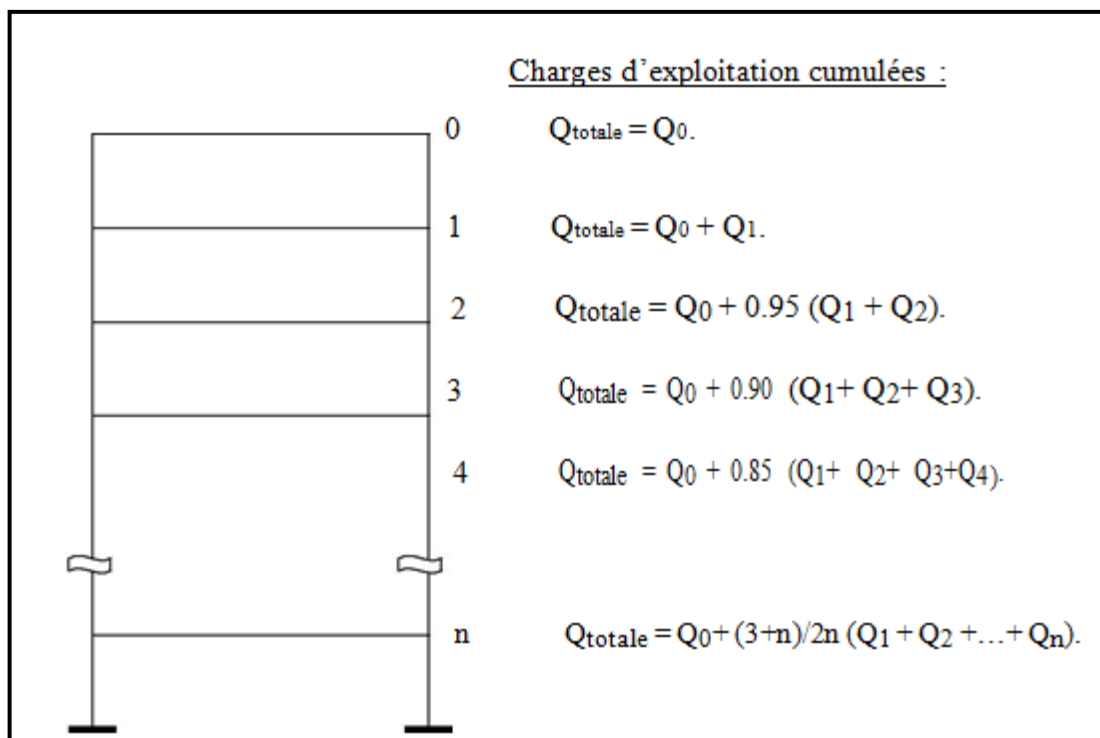


Figure II.9 Dégression des charges

Pour  $n \geq 5$  :

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_n$$

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau.6 : Tableau des Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6
Étage	terrasse	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

▪ **Les surcharges cumulées**

La terrasse :  $Q_0$

5<sup>ème</sup> :  $Q_0 + Q_1$

4<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

3<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC :  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

▪ **Application numérique :**

Terrasse : 13.76 KN

5<sup>ème</sup> étage :  $13.76 + 20.64 = 34.4$  KN

4<sup>ème</sup> étage :  $13.76 + 0.95 (2 \times 20.64) = 52.976$  KN

3<sup>ème</sup> étage :  $13.76 + 0.9 (3 \times 20.64) = 69.488$  KN

2<sup>ème</sup> étage :  $13.76 + 0.85 (4 \times 20.64) = 79.808$  KN

1<sup>er</sup> étage :  $13.76 + 0,8 (5 \times 20.64) = 96.32$  KN

RDC:  $13.76 + 0.75 (5 \times 20.64 + 34.4) = 116.96$  KN

Tableau.7 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cumul	Q cumul	Ns = Gc + Qc	S (cm <sup>2</sup> )	S min (cm <sup>2</sup> )	S adoptées (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	77.193	0,00	15.405	92.598	92.598	13.76	106.358	70.90	30×30	35×35
ÉTAGE 5	77.606	6.435	15.405	99.446	192.044	34.4	226.444	150.96	30×30	35×35
ÉTAGE 4	77.606	6.435	15.405	99.446	291.49	52.976	344.466	229.64	30×30	35×35
ÉTAGE 3	77.606	6.435	15.405	99.446	390.936	69.488	460.424	306.94	30×30	40×40
ÉTAGE 2	77.606	6.435	15.405	99.446	490.382	79.808	570.19	380.12	30×30	40×40
ÉTAGE 1	77.606	6.435	15.405	99.446	589.828	96.32	686.148	457.43	30×30	45×45
RDC	77.606	7.965	15.405	100.976	690.804	116.96	807.764	538.50	30×30	45×45

**g) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et IIa.}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

**Vérification pour les poteaux (35×35) :**

- $\text{Min}(35 ; 35) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$
- $\text{Min}(35 ; 35) = 35\text{cm} \geq h_e/20 = 354 / 20 = 17,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$
- $35/35 = 1 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Étant donné les conditions vérifiées pour la section la plus petite ; les recommandations du RPA sont alors respectées.

**h) Vérifications au flambement**

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

Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

$l_0$  : hauteur libre du poteau

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

**Tableau.8 : Vérification des poteaux au flambement**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$I = \frac{b \times h^3}{12} \times 10^{-2}$ (m <sup>4</sup> )	$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \times 10^{-2}$ (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{Lf}{i}$	Vérification
(45×45)	0,342	12,99	3,54	2,478	19,07 ≤ 50	Condition vérifiée
(45×45)	0,342	12,99	2,86	2,002	15,41 ≤ 50	Condition vérifiée
(40×40)	0,213	11,55	2,86	2,002	17,33 ≤ 50	Condition vérifiée
(35×35)	0,125	10,10	2,86	2,002	19,82 ≤ 50	Condition vérifiée

**Tableau.9 : Sections adoptées des poteaux**

Étages	RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	(45x45)	(40x40)	(35x35)

- Calculs des rigidités et inerties

L'article 7.6.2 du RPA 2003 exige que les rigidités linéaires des poteaux doivent être supérieures à celles des poutres

$$M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_s).$$

On a :  $\sigma = Mv/I$  donc  $M = \sigma I/v$

$$\sigma I_{pot} / v + \sigma I_{pot} / v \geq 1,25 (\sigma I_{pout} / v + \sigma I_{pout} / v)$$

On aura :  **$I_{pot} \geq 1,25 I_{pout}$**

**Inertie poutres principales (25x35) :**  $I_{pout} = (25 \times 35^3) / 12 = 89322,916 \text{ cm}^3$

- Inertie poteaux :

- RDC, 1<sup>er</sup>  $I_{pot} = (45 \times 45^3) / 12 = 341718,75 \text{ cm}^3$

- 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> :  $I_{pot} = (40 \times 40^3) / 12 = 213333,33 \text{ cm}^3$

- 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> :  $I_{pot} = (35 \times 35^3) / 12 = 125052,083 \text{ cm}^3$

**Pour tous les cas, on a  $I_{pot} > 1,25 I_{pout}$ , donc la condition est vérifiée.**

## III. Calcul des éléments

### Introduction

On procédera dans ce chapitre au dimensionnement et au calcul des éléments secondaires constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère,
- Le plancher en corps creux,
- Le balcon en dalle pleine,
- L'escalier,
- La poutre palière,
- La poutre de chaînage,
- La salle machine.

### III.1 Acrotère

#### III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal  $NG$  dû à son poids propre  $G$ .
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante estimée à  $1\text{KN/ml}$  engendrant un moment de renversement  $M_Q$ .

Le calcul se fera pour une bande de  $1\text{m}$  dans la section d'encastrement.

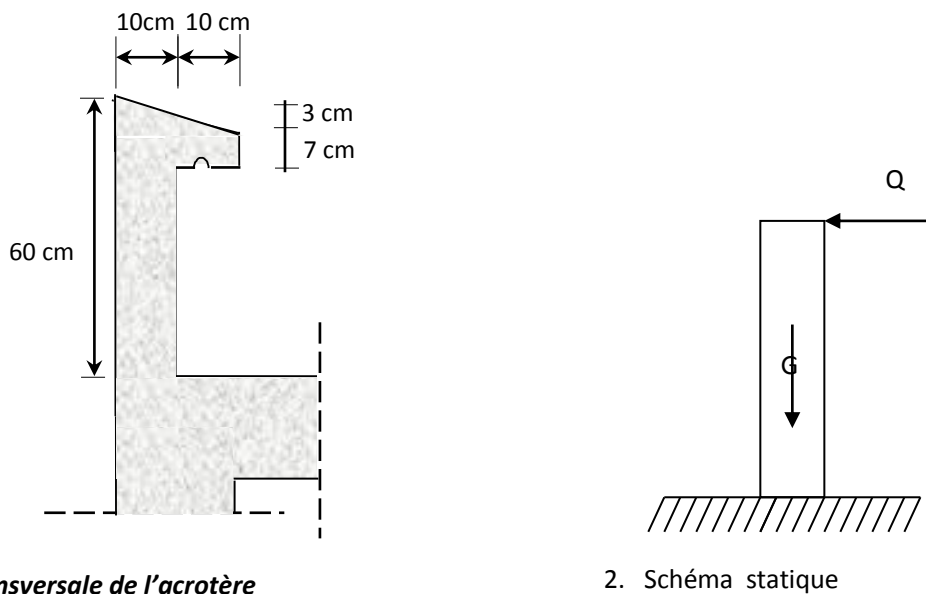


FIGURE III.1 COUPE TRANSVERSALE ET SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE

### III.1.2 Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

#### A) Evaluation des sollicitations

##### ➤ chargement:

- charge permanente « G » :

Poids propre:  $G = \rho \times S \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton.

$S$  : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ \frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,07 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5 \right] = 1,675 \text{ [KN/ ml]}$$

- Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :

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

- **Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :  $F_p = 4 A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0.15 \text{ (Zone II}_a\text{, groupe d'usage 2)}$$

$C_p$  : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0.3$$

$W_p$  : poids de l'acrotère

$$W_p = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Donc :  $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.3015 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$ .  $\Rightarrow$  Le calcul se fait sous Q non pas sous P.

- **Calcul des sollicitations**

- Effort normal à la base dû au poids propre :  $N_G = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q :  $T_Q = Q \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Moment de renversement dû à G :  $M_G = 0$

Moment de renversement dû à Q à la base :  $M_Q = T \cdot H = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$ .

➤ **Diagramme des efforts internes**

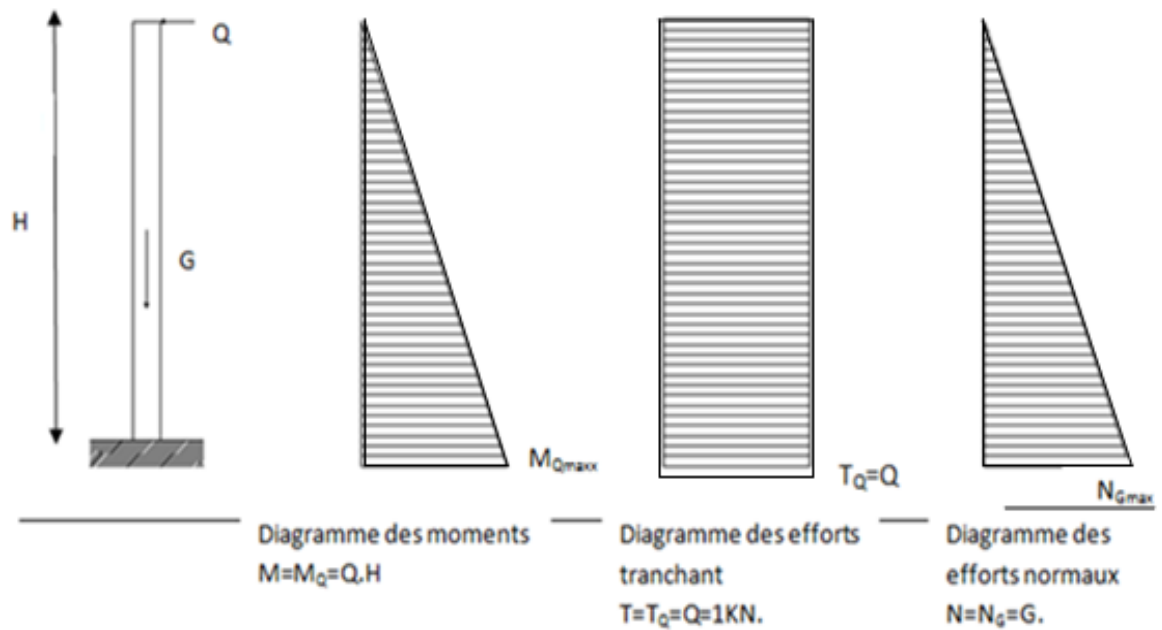


FIGURE III.2 SCHEMATISATION DES EFFORTS INTERNES

### B) Les combinaisons de charges

#### L'ELU

La combinaison des charges est :  $1.35G + 1.5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 1,675 = \mathbf{2,261 \text{ KN/ml.}} \\ M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = \mathbf{0,90 \text{ KN}} \\ T_u = 1,5T_Q = \mathbf{1,5 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

#### L'ELS

La combinaison des charges est :  $G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G = \mathbf{1,675 \text{ KN}} \\ M_s = M_Q = \mathbf{0,6 \text{ KN.m}} \\ T_s = T_Q = \mathbf{1 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

### C) Ferraillage de l'acrotère

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS.

#### ➤ Calcul des armatures à l'ELU

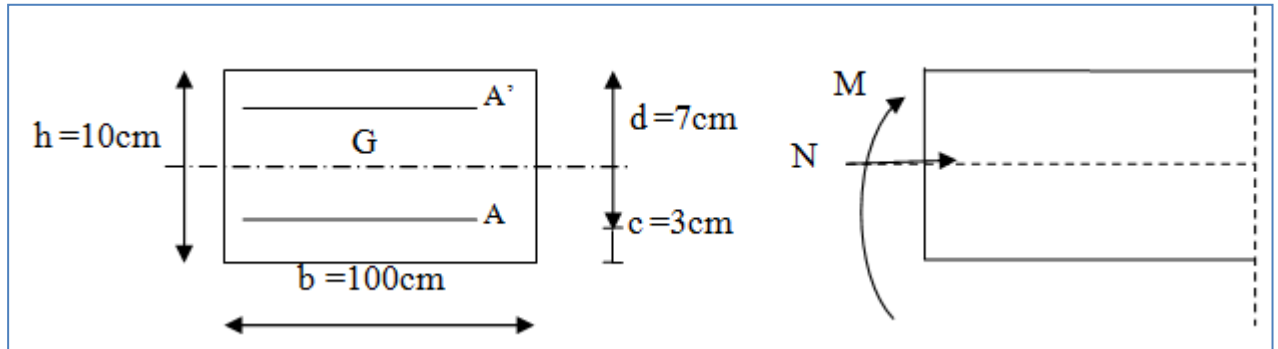


FIGURE III.3 LA SECTION DE L'ACROTÈRE

Le ferraillage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur «  $h=10\text{cm}$  » et de largeur «  $b=100\text{cm}$  », soumise à la flexion composée à l'ELU sous  $N_u$  et  $M_u$ , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous  $N_s$  et  $M_s$ .

- Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.261} = 39.8\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée **SPC**.  
Donc

L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment  $M_f$ , qui sert à déterminer la section des armatures fictives  $A_f$ , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de  $A_f$  déjà calculée.

- Calcul de la section d'armature en flexion simple

Moment fictif  $M_f$

$$M_f = N_u \cdot g \text{ avec } g = e_u + (h/2 - c)$$

$g$  : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$\text{Donc : } M_f = N_u \left[ e_u + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 2.261 [0.398 + (0.05 - 0.03)] = 0.945 \text{ KN.m}$$

✓ Armature fictives (flexion simple)

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.945 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,0136$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$

D'où  $\mu_b = 0.0136 \rightarrow \beta = 0.993$  (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } f_{bu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{0.945 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0.390 \text{ cm}^2$$

✓ Armature réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.392 - \frac{2.261 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.327 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2.$$

### D) Vérfications à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité du béton

(BAEL91/ Art 4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{35 - (0,455 \times 7)}{35 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A = 0,327 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} .$$

$$S \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 10; 33\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

$$25\text{cm} < 30\text{cm} \quad (\text{condition vérifié})$$

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ HA8} \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement Soit } S_t = 17\text{cm}$$

$$S \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (4 \times 10; 45\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

$$17\text{cm} < 40\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)

$$\text{La fissuration est préjudiciable, donc : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN avec } V_u : \text{effort tranchant à l'ELU}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les dimensions de la section transversale de l'acrotère sont suffisantes

➤ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.  $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrages des barres aux appuis** [A.6.1, 2 1/BAEL 91]

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.} \\ f_c = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \text{ ( HA)} \end{cases}$$

D'après le BAEL 91 [Art .6.1, 22], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 40\phi = 40 \times 8 = 32 \text{ cm avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Donc : on opte à  $l_s = 30 \text{ cm}$

### E) Vérifications à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

#### ➤ Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta=1,6$  pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.58}{44.17} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### F) Schéma de ferrailage de l'acrotère

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : 4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 17cm.

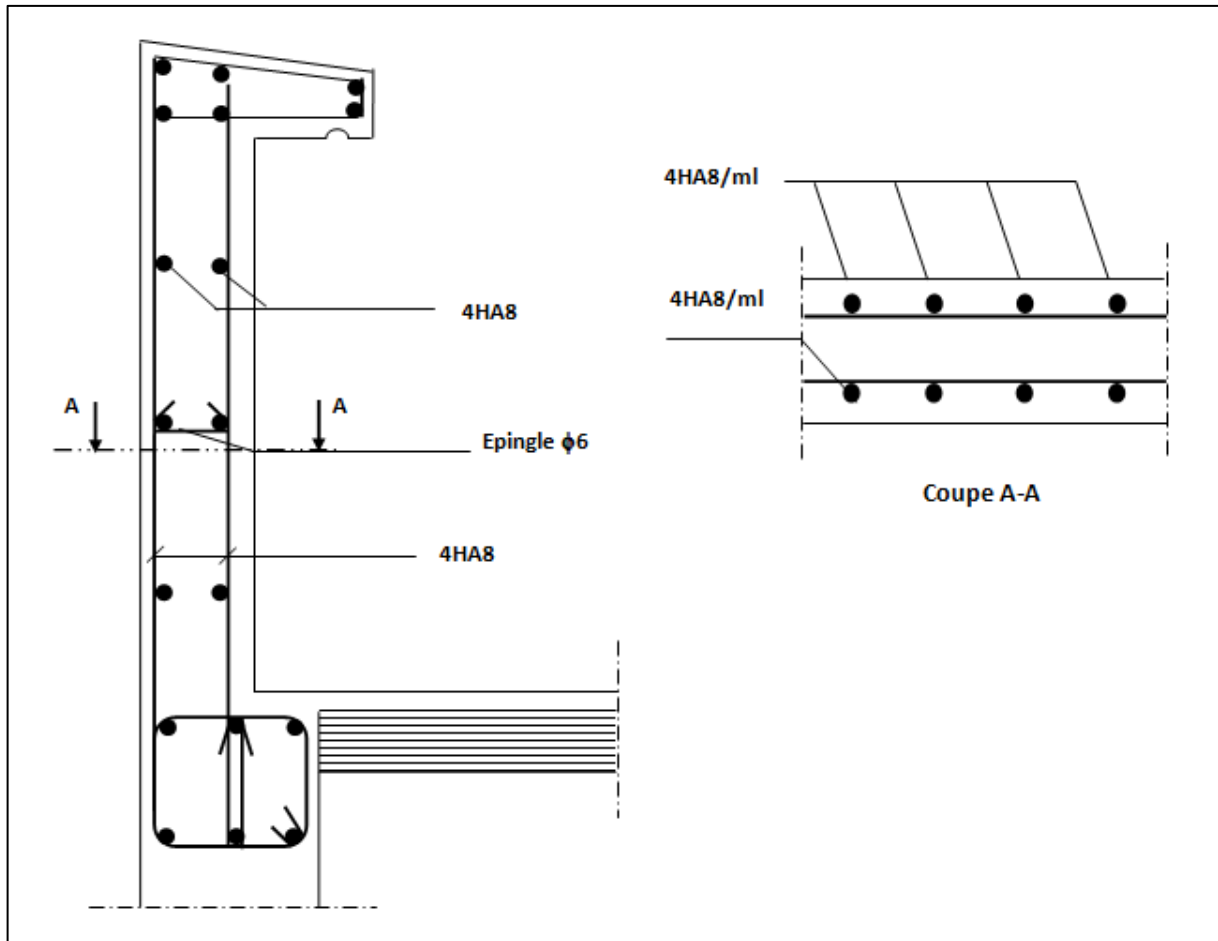


FIGURE III.4 SCHEMA DE FERRAILAGE DE L'ACROTERE

## III.2 Calcul des plancher

### Introduction

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service et à usage d'habitation)

### III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520,  $\Phi \leq 6$  mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91(art B.6.8.423).

**33 cm** pour les barres // aux poutrelles.

**20 cm** pour les barres  $\perp$  aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

#### ➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$\underline{\text{D'où}} \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de 15 cm

#### ➤ Armatures parallèles aux poutrelles

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

Soit :  $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de 15 cm.

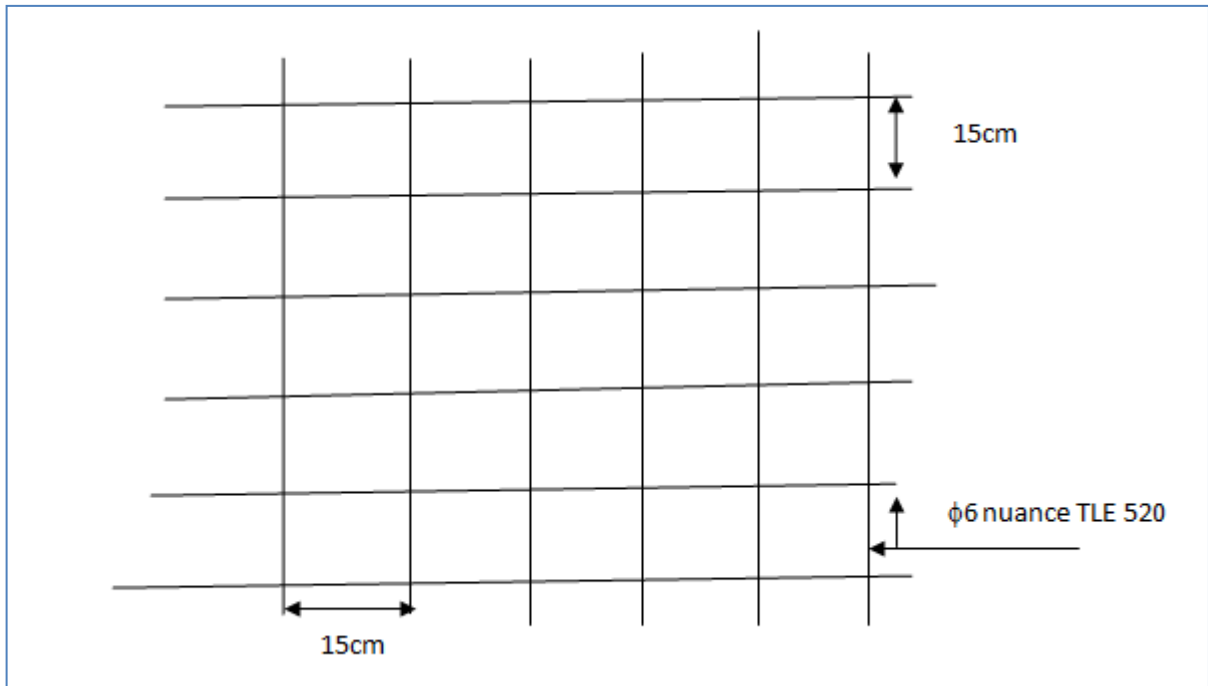


FIGURE III.5 TREILLIS SOUDEES DE 15 X15 CM

## III.2.2 Calcul de la poutrelle

### III.2.2.1 Calcul de la poutrelle (nervures)

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur section est en T, la distance entre axe est de 65 cm, le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression,
- Après le coulage de la dalle de compression.

#### 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à  $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN} / \text{ml}$

Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN} / \text{ml}$

Avec :  $l = 65 \text{ cm}$  ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN} / \text{ml}$

Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Calcul à L'ELU**

- Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (0.65) = 1.974 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.974 \times (3.5)^2}{8} = 3.02 \text{ KN.ml}$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.974 \times 3.5}{2} = 3.45 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armature

Soit l'enrobage  $c = 3 \text{ cm}$

La hauteur  $d = h - 3 = 4 - 3 = 1 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.02 \times 10^6}{120 \times 10^2 \times 14.2} = 17.72 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

➤ **Conclusion**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne soient pas nécessaires.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm

## 2<sup>ème</sup> étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples.

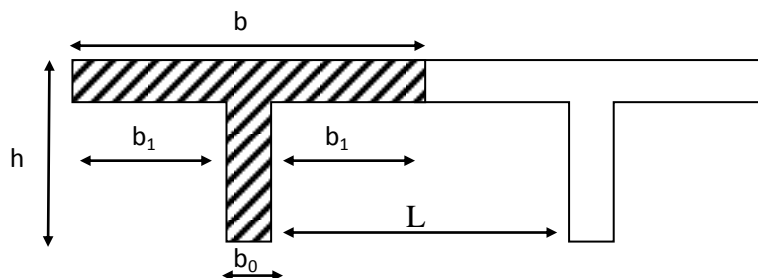
La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge «  $q_u$  » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

À ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

### ➤ Dimension de la poutrelle

La largeur des hourdis est à prendre en compte de chaque côté une nervure à partir de son parement est limitée par les plus restrictives des conditions ci-après :

Avec : **L** : distance entre-axe des poutrelles ;



$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

**l<sub>1</sub>** : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 3.50$  m (la travée la plus sollicitée) ;

**b** : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm) ;

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm)

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{350}{10} = 35 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 116.66 \text{ cm}$$

On prend:  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = 65 \text{ cm}$$

### ➤ Charges permanentes et surcharges d'exploitations

- Poids propre de plancher
  - Étage courant : .....  $G_e = 5.06 \text{ KN/m}^2$
  - Plancher terrasse : .....  $G_t = 5.61 \text{ KN/m}^2$

$$G_e = 5.64 \times 0.65 = 3.666 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 5.61 \times 0.65 = 3.64 \text{ KN/ml}$$

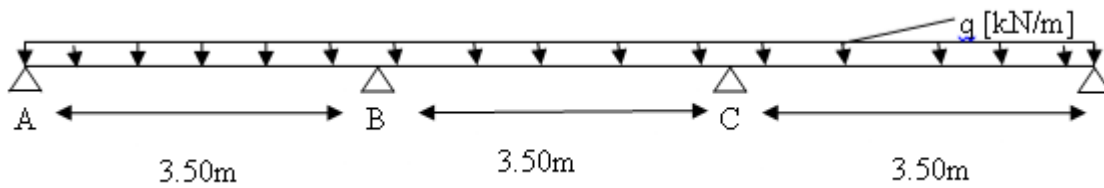
- Surcharges d'exploitation :
  - Étage de service (RDC à usage bureaux).....  $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$
  - Étages courants à usage d'habitation.....  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$
  - Plancher terrasse.....  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

**ELU :**  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

**ELS :**  $q_s = G + Q$

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
RDC	3.66	1.625	7.37	5.285
Étage courant	3.66	0.975	6.40	4.635
Plancher terrasse	3.64	0.65	5.89	4.29

➤ Schéma statique de calcul



➤ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

- Choix de la méthode

le

s'effectue à l'aide de l'une de ces 3 méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire ;
- ❖ Méthode de Caquot ;
- ❖ Méthode des trois moments ;

- Méthode forfaitaire

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91 modifié 99, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1. La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$  c'est-à-dire :

$$Q \leq \min\{2G; 5\} \text{ KN/m}^2$$

- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- $2G = 2 \times 5,64 = 11,28 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min\{2G; 5\} = 5 \text{ KN/m}^2$$

→ **Condition vérifiée**

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable → **Condition vérifiée**

3- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Comme il n'y a pas de changement de section. → **Condition vérifiée**

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre « 0.8 » et « 1.25 »

$$0.8 \leq \frac{350}{350} \leq 1.25$$

$$\text{avec : } \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{350} = 1$$

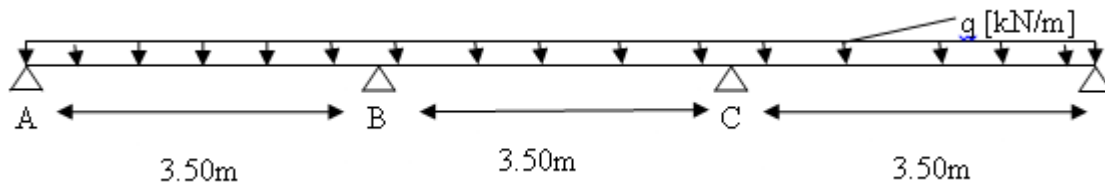
→ **Condition vérifiée**

### ➤ Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

### ➤ Application de la méthode

On a :  $Q_u = 7.37 \text{ kN/ml}$



#### • Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment «  $M_0$  » dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

#### • Exposé de la méthode

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

✓  $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = q l^2 / 8.$$

✓  $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur les appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

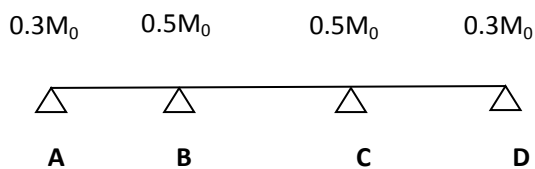
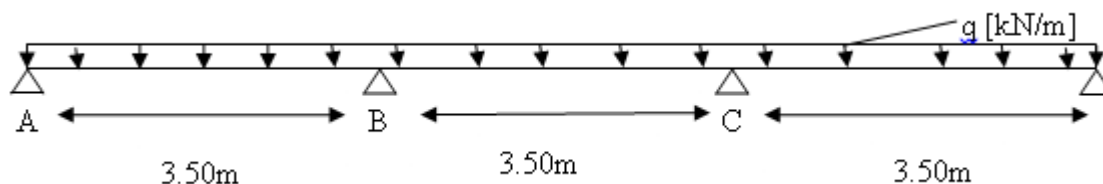
✓  $M_t$  : moment maximal en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

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

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

Dans notre cas on a une poutre reposant sur (03) appuis, on aura le diagramme suivant :



➤ Calcul des sollicitations à L'ELU

- Calcul des rapports des charges

$$0 < \alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{2.5 + 5.64} = \frac{2.5}{8.14} = 0.30 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha = 0.3$$

	Travée intermédiaire	Travée de rive
$\alpha$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3	0.545	0.645

- Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
L(m)	3,50	3,50	3,50
M <sub>0</sub> (KN.m)	11,28	11,28	11,28

- Aux appuis

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire $\beta$	0,3	0,5	0,5	0,3
M <sub>appui</sub> (KN.m)	3,38	5,64	5,64	3,38

- Calcul des moments en travées

✓ Travée de rive

$$\begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.645 M_0 \\ M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0] \Rightarrow M_t = 0.69 M_0 \end{cases}$$

On prend  $M_t = 0.69 M$

✓ Travée intermédiaire

$$\begin{cases} M_t + \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \geq \max[1,05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] \Rightarrow M_t = 0,64M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,4M_0}{2} \geq \max[1,05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] \Rightarrow M_t = 0,69M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.545M_0$$

On prend  $M_t = 0.64 M_0$  ;  $M_t = 0,69M_0$

travée	A-B	B-C	C-D
$M_t$ (KN.m)	7.78	7.21	7.78

- Calcul des efforts tranchants

$$T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_i = T_{i+1} + q_u L$$

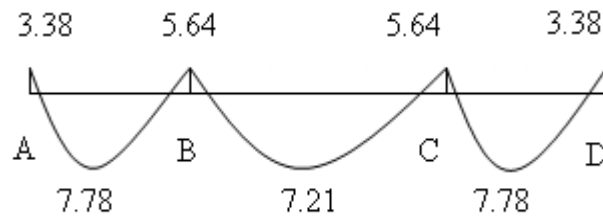
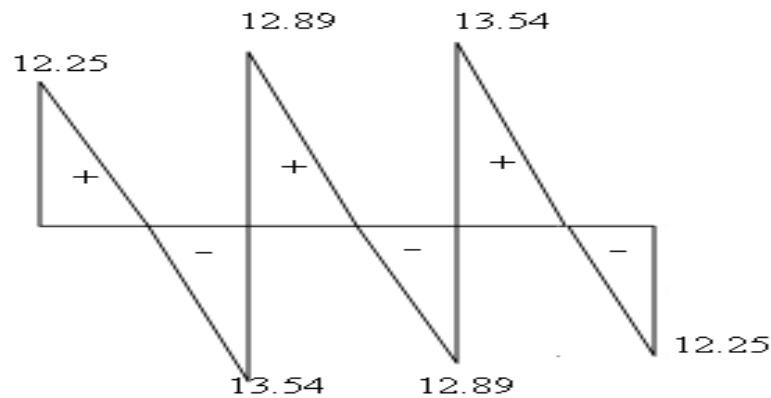
Avec  $T_i$ ,  $T_{i+1}$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Travée	A-B		B-C		C-D	
$T_i$ (KN)	$T_A$	12.25	$T_B$	12.89	$T_C$	13.54
$T_{i+1}$ (KN)	$T_B$	-13.54	$T_C$	-12.89	$T_D$	-12.25

**Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

- Diagramme des moments

**FIGURE III.6 DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT****FIGURE III.7 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS.**

➤ **Ferraillage à l'ELU**

- **Armatures longitudinales**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 7.78 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5.64 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 17 \text{ cm}$$

- En travées

$$M_t^{\max} = 7.78 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,17 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 55.38 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 7.78 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression ;

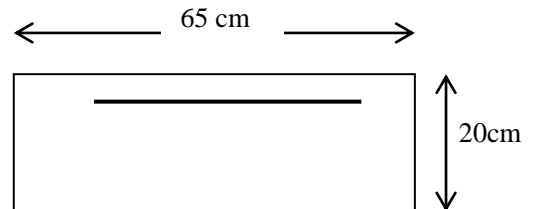
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,78 \times 10^5}{65 \times 17^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,78 \times 10^5}{0,9855 \times 17 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,33 \text{ cm}^2$$



Soit : **3 HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>**

- Aux appuis

$$M_a^{\max} = 5.64 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b<sub>0</sub>=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.64}{0,12 \times (0,17)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.114.$$

$$\mu = 0,114 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.114 \Rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.64 \times 10^4}{0,939 \times 0,17 \times 348 \times 10^3} = 1.015 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 1.015 \text{ cm}^2$ . On adopte **2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**

➤ Conclusion

En travée :  $3\text{HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$ .

Aux appuis :  $2\text{HA } 10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte :  $2 \text{ HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

Espacement des armatures transversales : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15,3 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15,3 \text{ cm}$$

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

➤ Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

▪ En travée

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 17 \times 2,1/400 = 1,334 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,334 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Sur appuis

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 17 \times 2,1/400 = 0,246 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,246 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte tangentielle**

$$V_u^{\max} = 13.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 13.54 \times 10^3 / 120 \times 170$$

$$\tau_u = 0,663 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,663 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte d'adhérence et entrainement des barres : [BAEL91/Art A.6.1, 3]**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad , \quad \Psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{13.54 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 94.2} = 0.94 \text{ MPa avec } \sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10$$

$$= 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\(\Rightarrow\) pas de risque d'entrainement des barres.

**L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313/BAEL91)**

- **Sur le béton**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 17 \times 12 = 122.4 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13.54 \text{ KN} < \bar{V}_u = 122,4 \text{ KN}$$

- **Sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 2.7 \geq \frac{1,15}{400} \left( 13.54 + \frac{5.64}{0,9 \times 17} \right) = 0.04 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Ancrage des barres**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,0 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Pour acier HA:  $F_e = 400 \text{ MPa}$

**✓ Remarque**

La longueur d'ancrage  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

Donc on substitue à  $l_s$  la longueur d'ancrage  $l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 35,33 = 15,3 \text{ cm}$   $L_a = 15 \text{ cm}$

**Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_{u \max} = 13,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,54 \times 10^3}{650 \times 170} = 0,122$$

$$\tau_u = 0,122 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4,347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,122 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Calcul à l'ELS****Moment de flexion et les efforts tranchants à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments et les efforts tranchants à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient «  $q_s / q_u$  »

$$C.-\grave{a}-d. : M_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} M_{ELU} ; T_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} T_{ELU}$$

$$\left. \begin{aligned} q_u &= 1.35 G + 1.5 Q = 7.37 \text{ KN / ml} \\ q_s &= G + Q = 5.285 \text{ KN / ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_s / q_u = 5.285 / 7.37 = 0.717$$

Les résultats des moments isostatiques sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	A-B	B-C	C-D
$M_0$	8.08	8.08	8.08

Les résultants des moments aux appuis sont résumés dans le tableau suivant :

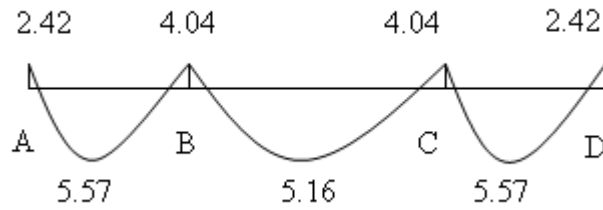
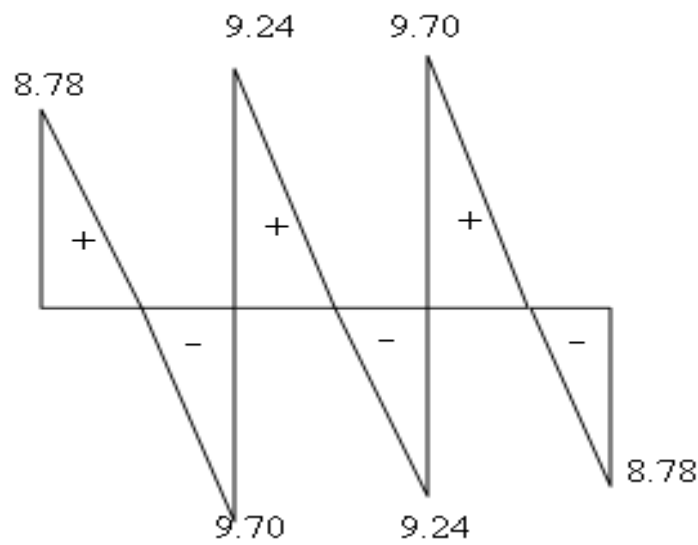
Appuis	A	B	C	D
$M_{app}^{ELS}$	2,42	4,04	4,04	2,42

Les résultants des moments aux travées sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	A-B	B-C	C-D
$M_t^{ELS}$	5.57	5.16	5,57

**Calcul des efforts tranchants**

travée	A-B		B-C		C-D	
$T_i$	$T_A$	8.78	$T_B$	9.24	$T_c$	9.70
$T_{i+1}$	$T_B$	-9.70	$T_c$	-9.24	$T_D$	-8.78

**Les diagrammes des moments et les efforts tranchants****FIGURE III.8 DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT****FIGURE III.9 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS****➤ Vérification à l'E.L.S****État limite d'ouverture des fissures**

Les fissurations étant peu préjudiciables  $\Rightarrow$  Aucune vérification n'est à effectuer.

**État limite de résistance à la compression du béton**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

▪ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 17} = 1,15$$

$$\beta_1 = 0.853$$

$$K_1 = 19,36 \Rightarrow K = 1/K_1 = 0.051$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,57 \times 10^6}{0.853 \times 17 \times 2,35 \times 10^3} = 163,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 8,33 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Sur appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 17} = 0,76 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 0.04 \\ \beta = 0.874 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,04 \times 10^6}{0.874 \times 17 \times 1,57 \times 10^3} = 173,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 6,92 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**État limite de déformation (Vérification de la flèche) :** (BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{5.57}{10(8.08)} = 0.068$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

### Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7mm$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

### Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

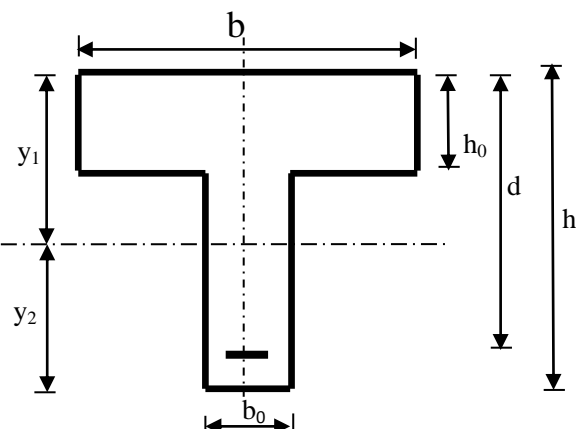
$$B_0 = 328.25 \text{ cm}$$

Calcul de  $V_1$  et  $V_2$ 

Moment statique de section homogénéisée par rapport à  $xx$  :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 17 = 3423.25 \text{ cm}^2$$



$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3423.25}{238.25} = 10.42 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.42 = 9.58 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (10.42^3 + 9.58^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 10.42 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (9.58 - 2)^2$$

$$I_0 = 24887.81 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 17} = 0.0115$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0115} = 1.44$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.63 ; 0 \} = 0.63$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 24887.81}{1 + 0.63 \times 1.44} = 14408.73 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

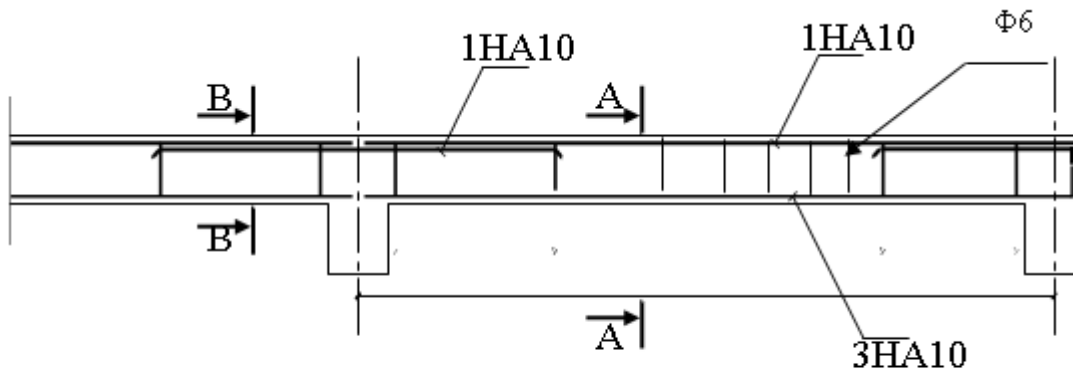
$$f = \frac{5.57 \times 3.5^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 14408.73 \times 10^{-8}} = 4.37 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**Conclusion :**

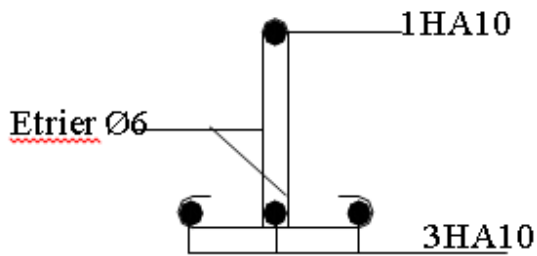
Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

-En travée: **3HA 10**

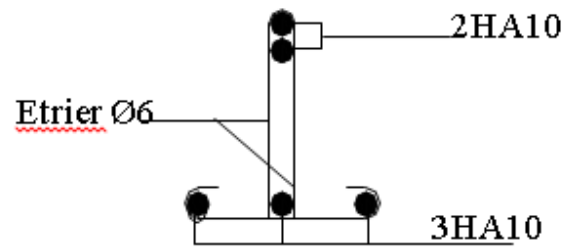
-Aux appuis : **2HA 10**



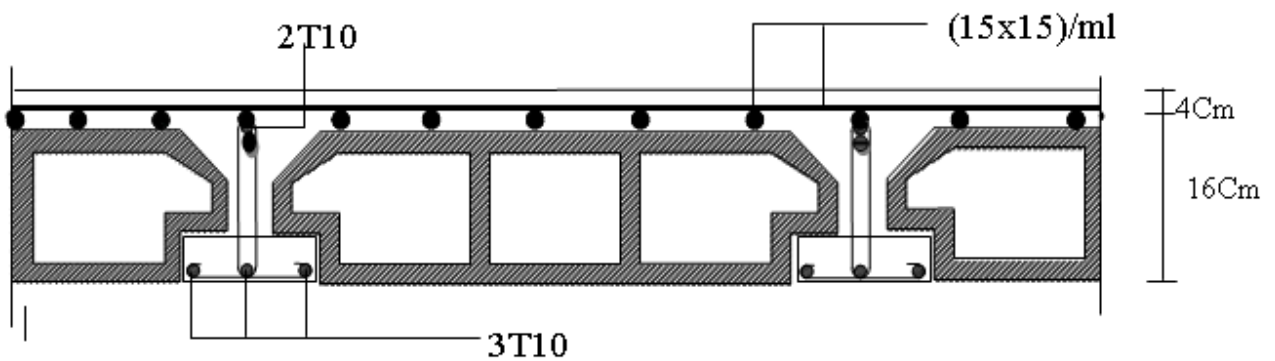
Ferraillage de la poutrelle



Ferraillage en coupe A-A



Ferraillage en coupe B-B



Plan de ferraillage du plancher

### III.3 Balcon en dalle pleine

#### Introduction

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur  $h = 1.50\text{m}$ .

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations G et Q.

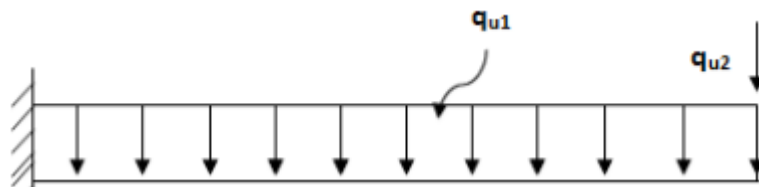


FIGURE III.10 SCHEMA STATIQUE DU BALCON

Avec :

- $q_{u1}$  : charges et surcharges verticales revenant au balcon.
- $q_{u2}$  : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

#### III.3.1 Pré -dimensionnement

L'épaisseur de la dalle de balcon est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16\text{cm} \quad \text{donc : } e_p = 20\text{cm}$$

#### ➤ Les charges revenant à la console (charges G et surcharges Q):

##### Les charges permanentes G Tableau10 : Charge permanentes du balcon

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Couche de sable	0,03	18	0.54
4	Plancher en dalle pleine	0,20	25	5
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
				$G_{\text{tot}} = 6.54\text{KN/m}^2$

Donc : le Poids propre revenant au balcon :  $G_1 = 6,54 \times 1\text{ml} = 6,54\text{KN/ml}$

Tableau 11 : La Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

Éléments	Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Brique (e <sub>p</sub> =0.1m)	9x0.10	0.90
Enduit de ciment (e <sub>p</sub> =2cm)	18x0.02x2	0.72
		$G_{tot} = 1.62 \text{KN/m}^2$

Donc : la charge concentrée due au poids de garde-corps :  $G_2 = 1.62 \times 1 \text{ml} = 1.62 \text{ KN}$

### La Charge d'exploitation

Elle est donnée par le DTR BC.22 :  $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

Surcharge revenant au balcon :  $Q = 3.5 \times 1 \text{ml} = 3.5 \text{KN/ml}$

### III.3.2 Les combinaisons des charges

#### A L'ELU : 1.35G+1.5Q

$$\begin{cases} q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) \text{ ml} = (1.35 \times 6.54 + 1.5 \times 3.5) \times 1 \text{ml} = 14.079 \text{KN/m.} \\ q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{KN/m.} \end{cases}$$

#### A L'ELS : G+Q

$$\begin{cases} q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1 \text{ml} = (6.54 + 3.5) \times 1 \text{ml} = 10.04 \text{KN/ml.} \\ q_{s2} = G_2 \times 1 \text{ml} = 1.62 \times 1 \text{ml} = 1.62 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

### III.3.3 Calcul des efforts

#### ➤ Les moments

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} l^2 = \frac{14.079 \times 1.60^2}{2} = 18.02 \text{KN.m} \\ M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.6 = 3.504 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M^t_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 18.02 + 3.504 = 21.524 \text{ KN.m}$$

$$L'ELS: \begin{cases} M_{qs1} = \frac{q_{s1} l^2}{2} = \frac{10.04 \times 1.60^2}{2} = 12.85 \text{ KN.m} \\ M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.60 = 2.592 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$M^t_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 12.85 + 2.592 = 15.442 \text{ KN.m}$$

### ➤ Les efforts tranchants

$$L'ELU: \quad V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 14.079 \times 1.60 + 2.19 = 24.716 \text{ KN.}$$

$$L'ELS: \quad V_s = q_{s1} l + q_{s2} = 10.04 \times 1.60 + 1.62 = 17.684 \text{ KN.}$$

## III.3.4 Ferrailage

### ➤ Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.524 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.524 \times 10^3}{0.973 \times 17 \times 348} = 3.74 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section :  $A = 4 \text{ HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### ➤ Les armatures de répartition

$$A = \frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

## III.3.5 Vérification à L'ELU

### ➤ Vérification la condition de non fragilité

(Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + (0.06)(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6.15 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des armatures :** (Art6.1, 3/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \\ \text{et : } \psi = 1.5 \text{ HA} \\ \Sigma u_i = 3.14 \times 4 \times 1.4 = 17.584 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{24.761 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 175.84} = 0.920 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{24.761 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.145 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'écartement des barres**

- Pour les armatures principales :  $St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ .

$$St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition :  $S_t < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.6 Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\text{avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 17} = 0.361 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9068 \\ K_1 = 38.696 \end{cases}$$

➤ Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{17 f_{t28}} \right\} \text{ Avec : } \eta=1:6 \text{ pour les aciers de haute adhérence (HA) de}$$

diamètre supérieur à 6 mm

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{15.442 \times 10^6}{0.9068 \times 170 \times 615} = 162.864 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 162.864 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

donc : le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

➤ Vérification des contraintes dans le béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{162.864}{38.696} = 4.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

➤ Vérification de l'état limite de déformation

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{160} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{15.442}{10 \times 21.524} = 0.071 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

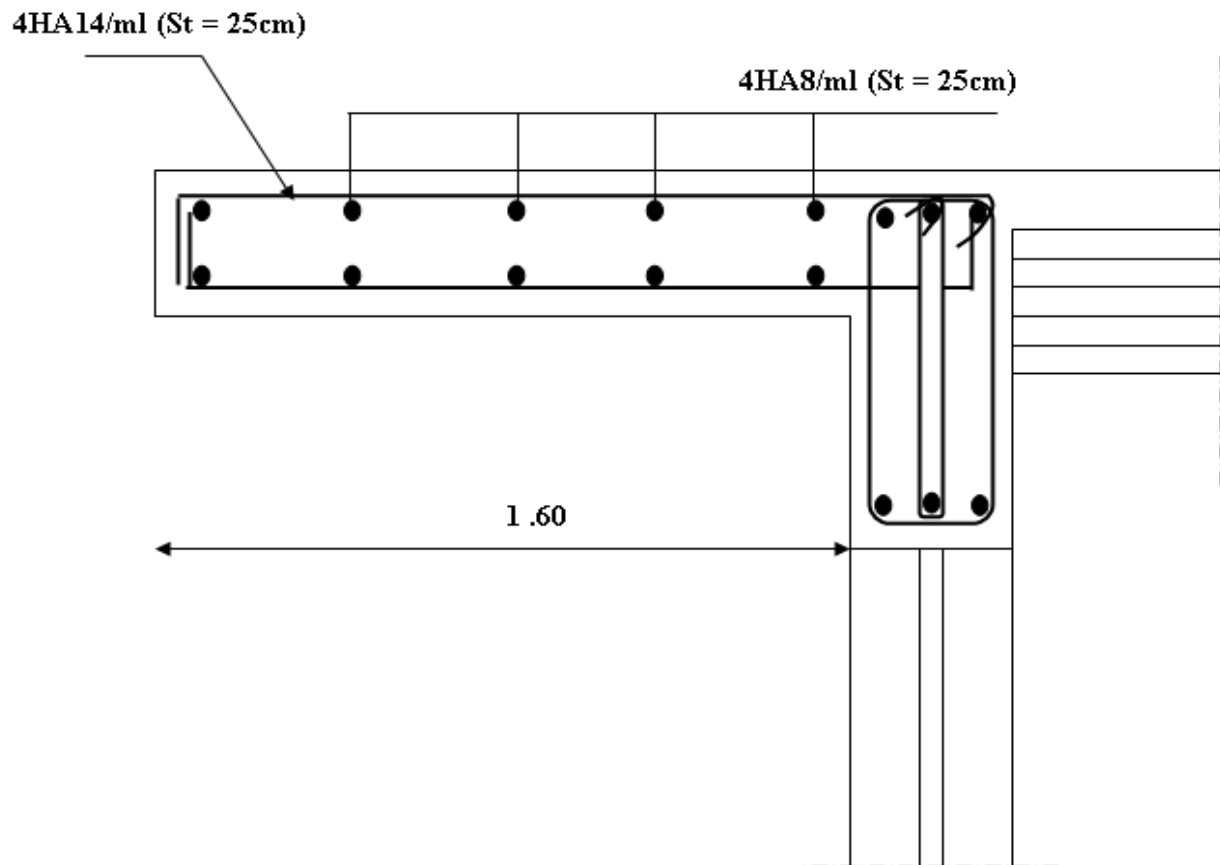
$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6.15}{100.17} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_c} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion**

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : 4 HA 14 (St= 25 cm).
- Armatures de répartition : 4 HA 8 (St= 25 cm).



**FIGURE III.10 FERRAILAGE DE BALCON**

## III.4 Les escaliers

### III.4.1 Calcul des escaliers

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

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et de type du bâtiment.

#### ➤ Définition d'ordre fonctionnel et caractéristiques géométriques

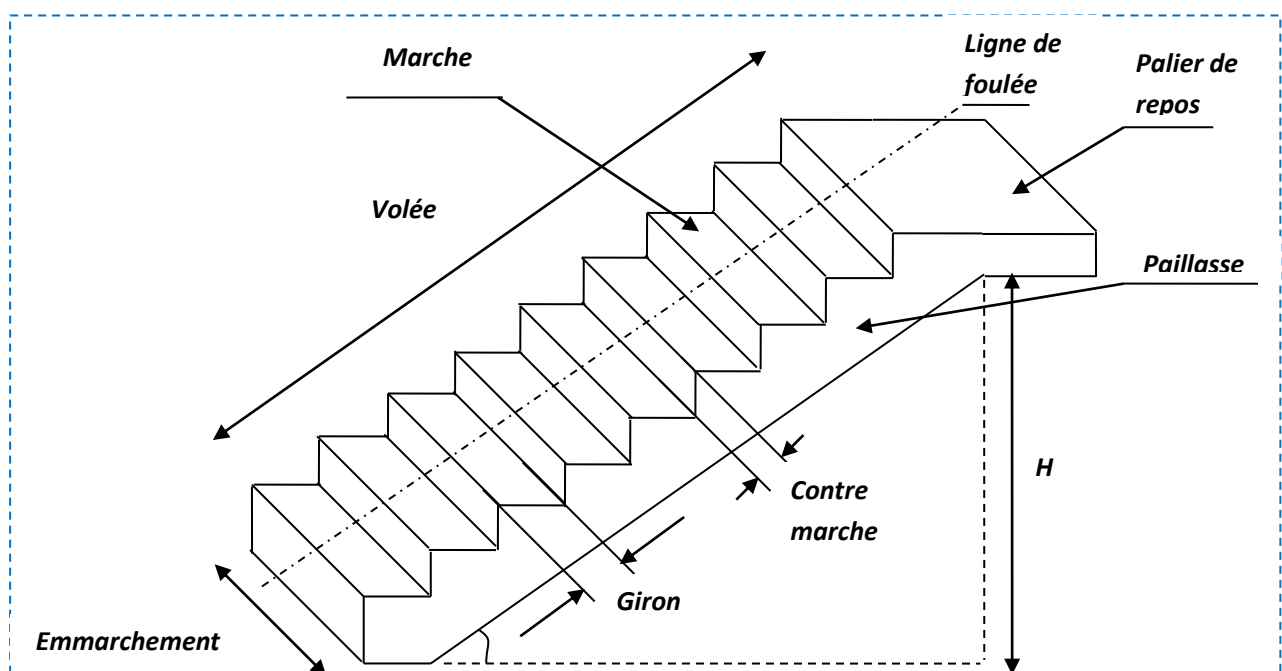


FIGURE III.12 PRINCIPAUX TERMES RELATIFS A UN ESCALIER

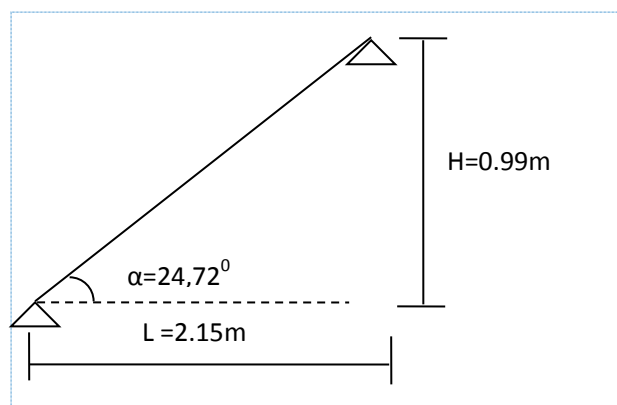
- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit l'utilisateur; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et de la contre marche, nommée nez de marche, est parfois sailli sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont  $h = 13$  à  $17$  cm, jusqu'à  $22.5$  cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59$  à 64.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches

Afin de permettre le passage entre les étages, notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, de type escalier droit, réalisé en béton armé et coulé sur place.



**FIGURE III.13 : SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER.**

### Remarque

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

Notre bâtiment comporte un escalier composé de trois volées avec deux paliers au niveau du rez-de-chaussée et au niveau des étages.

➤ Vérification de la loi de BLONDEL

Avec une hauteur d'étage  $H=2,86\text{m}$ , dans notre cas, on a un escalier à marches droites d'après la relation de BLONDEL :  $60\text{cm} \leq g+h \leq 64 \text{ cm}$

Avec :

$h$  : hauteur des contre marches

Celle-ci correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen. Pour un escalier courant d'une habitation, les valeurs moyennes de  $h$  et  $g$  sont :

$$16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$27\text{cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

$$n = H/h$$

$n$  : nombre de contre marche

On a :  $H=286\text{cm}$

- Pour des marches de hauteur  $h=16,5\text{cm}$

$$n = 286/16,5 = 17,33 \quad \text{soit} \quad n=18$$

- Pour des marches de hauteur  $h=17,5\text{cm}$

$$n = 286/17,5 = 16,34 \quad \text{soit} \quad n=17$$

Détermination de la hauteur des marches :

$$h = H/n \implies \text{pour } n=18 \dots\dots\dots h = 286/18 = 15,88\text{cm}$$

$$h = H/n \implies \text{pour } n=17 \dots\dots\dots h = 286/17 = 16,82\text{cm}$$

Détermination du giron :

En considérant une valeur moyenne de la relation de BLONDEL soit :

$$2g+h = 62\text{cm} \implies g = 62-2h$$

$$\text{Pour: } h = 16,1\text{cm} \qquad g = 62-2(15,88) = 30,24\text{cm}$$

$$h = 17\text{cm} \qquad g = 62-2(16,82) = 28,36\text{cm}$$

➤ **Récapitulation**

**On a :**

$$16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$27\text{cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

**Donc :**

Hauteur des marches :  $h=17\text{cm}$

Giron :  $g=30 \text{ cm}$

**III.4.2 Pré dimensionnement de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation  $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$

Avec  $L_0$  : longueur du palier et de la paillasse.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{0,99}{2,15} = 0,6375 \quad \Rightarrow \alpha = 24,72^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L}{L_1} \quad \Rightarrow L = \frac{L_1}{\text{cos } \alpha} = \frac{215}{\text{cos } 24,72} = 236,69\text{cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 236,69 + 125 = 361,69 \text{ cm}$$

$L$  : longueur de la paillasse.

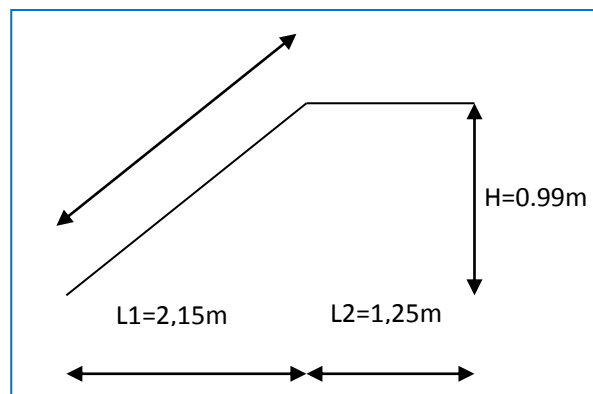


FIGURE III. 14 : PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE.

$$\frac{361,69}{30} \leq e_p \leq \frac{361,69}{20}$$

$$12,05 \leq e_p \leq 18,08\text{cm}$$

On opte pour  $e_p = 18\text{cm}$

**G) Détermination des charges et surcharges**

➤ **Les charges permanentes**

**1) la paillasse**

- Poids propre de la paillasse :  $25 \times 0,18 / \text{cos}(24,72) = 4,95 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la marche :  $25 \times 0,17 / 2 \times 1 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

- Poids de revêtements :

- carrelage=  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44$ [KN/ml]
- mortier de pos=  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44$ [KN/ml]
- lit de sable=  $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$ [KN/ml]
- enduit plâtre=  $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2$ [KN/ml]
- poids du garde-corps=0,2[KN/ml]
- Donc on a :  $G_{\text{paillasse}} = 8,715$ [KN/ml]

## 2) palier :

• poids propre du palier=  $25 \times 0,18 \times 1 = 4.5$ [KN/ml]

• Poids de revêtements :

- carrelage=  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44$ [KN/ml]
- mortier de pos=  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44$ [KN/ml]
- lit de sable=  $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$ [KN/ml]
- enduit plâtre=  $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2$ [KN/ml]

Donc on a :  $G_{\text{palier}} = 5,94$ [KN/ml]

➤ Surcharge d'exploitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

### III.4.3. Calcul à l'ELU

**NB :** le calcul se fera pour une bonde de 1 m.

#### H) Combinaison des charges

$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.715 + 1.5 \times 2.5) = 15,51 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5 = 11,76 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_s = G + Q = (8.715 + 2.5) = 11.21 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_s = G + Q = 5.94 + 2.5 = 8.44 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

#### I) Ferrailage à l'E.L.U

À l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.

➤ Schéma statique

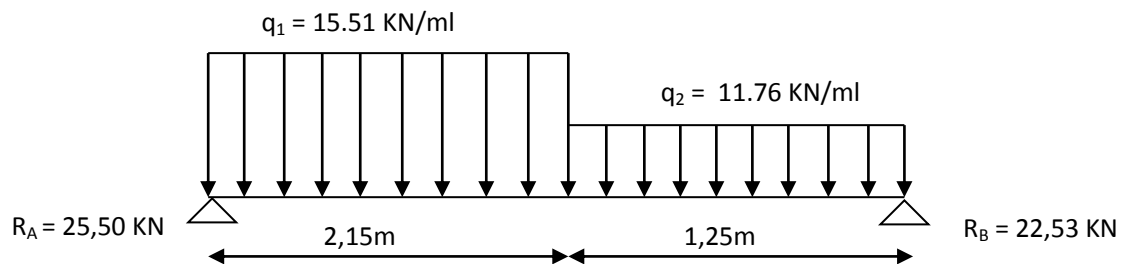


FIGURE III.15 : SCHEMA STATIQUE DE CALCUL D'ESCALIER A L'ELU.

➤ Réaction d'appui

$R_A = 25,50 \text{ KN}$

$R_B = 22,53 \text{ KN}$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

**Effort tranchant**

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 2,15$	$25,50 - 15,51x$	0	25,50
		2,15	-7,84
$0 \leq x \leq 1,25$	$11,76x - 22,53$	0	-22,53
		1,25	-7,84

**Moments fléchissant**

Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,15$	$-(15,51x^2) / 2 + 25,50x$	0	0
		2,15	18,97
$0 \leq x \leq 1,25$	$-(11,76x^2) / 2 + 22,53x$	0	0
		1,25	18,97

**La valeur maximale du moment M<sub>Z</sub> (x)**

$T_y = 0 \rightarrow M_z = M_{\max}$

$T_y = 0 \rightarrow 25,50 - 15,51x = 0$

Donc  $x = 1,64 \text{ m}$  et  $M_z^{\max} = 20,96 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_a = -0.3M_z^{\max} = -6,28 \text{ KN.m}$ .

Entravée :  $M_t = 0.85M_z^{\max} = 17,81 \text{ KN.m}$ .

➤ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant**

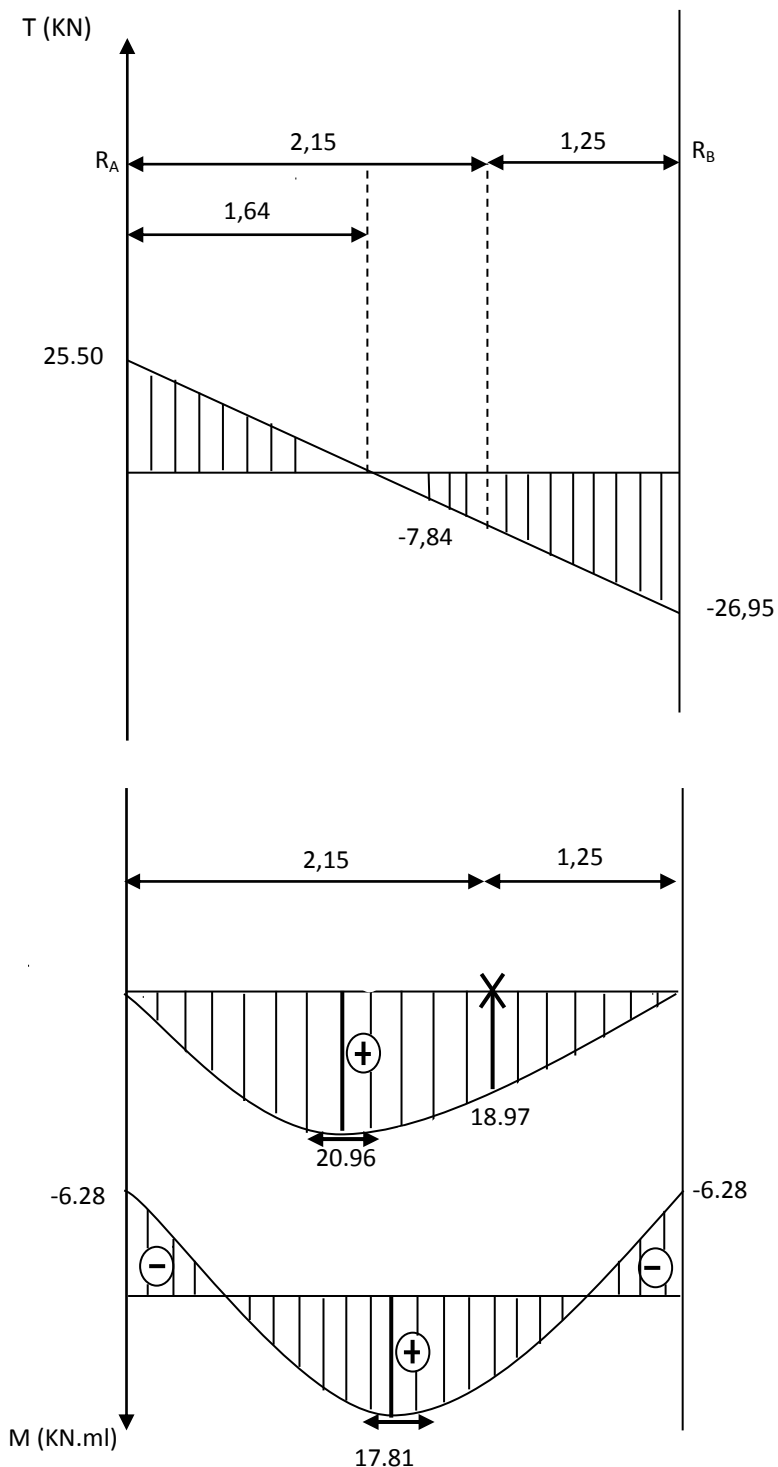
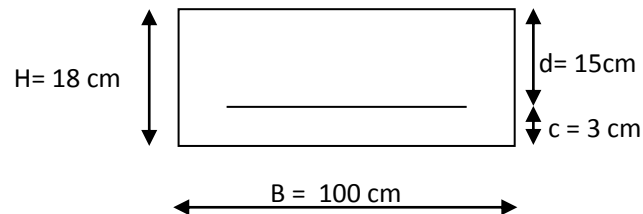


FIGURE III.11 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT

### ➤ Calcul des armatures

#### Armatures principales

Calcul des armatures en flexion simple pour une poutre de 1m,  $d = 17\text{cm}$



En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17,81 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.055 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.055 \Rightarrow \beta = 0.9715 \rightarrow 1.000 E_s = 10$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{17,81 \times 10^3}{0.9715 \times 15 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{adop} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$M_a = 6,28 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,28 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.9905 \rightarrow 1.000 E_s = 10$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,28 \times 10^3}{0.9905 \times 15 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_{adop} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### Armature de répartition

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section  $4HA8/m1 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $e = 25 \text{ cm}$ .

**J) Vérification (Art. A2.2 BAEL 91)****➤ Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23bdf}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,811 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,811 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Aux appuis :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,811 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**➤ Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales**

$$e \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$$

En travée :  $e = 25 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Armature de répartition**

$$e \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$$

Travée :  $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Appuis :  $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**➤ Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 2,5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

**Dans notre cas :  $V_u \text{ max} = 25,50 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{25,50 \times 1000}{1000 \times 150} = 0,17 \text{MPa} \leq 2,5 \text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la condition d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 25,50 \text{[KN]}$$

Avec  $\sum U_i$  : la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 1,0$$

$$\sum U_i = 12,56 \text{[cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,50 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 125,6} = 1,50 \text{ [MPa]}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec  $\Psi_s$  coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,50 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]}$  → La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

**Influence sur le béton**

On doit vérifier que :  $T_u \leq 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0,9d = 13,5 \text{cm}$

$$T_u = 25,50 \leq 0,4 \times 100 \times 13,5 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 25,50 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Calcul de longueur d'encrage**

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi_e^f}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s = 16.93 \text{ cm}$  soit 17 cm.

**K) Vérification à l'ELS**

➤ **Réaction d'appuis**

$$R_A = 18,42 \text{ KN}$$

$$R_B = 16,23 \text{ KN}$$

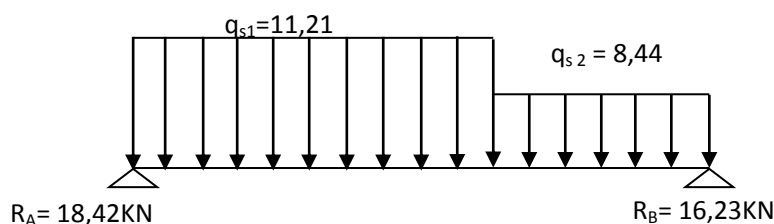


FIGURE III.12 SCHEMA STATIQUE DE CALCUL A L'ELS

➤ **Effort tranchant**

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 2,15$	$-11,21x + 18,42$	0	18,42
		2,15	-5,68
$0 \leq x \leq 1,25$	$8,44x - 16,23$	0	-16,23
		1,25	-5,68

➤ **Moments fléchissant**

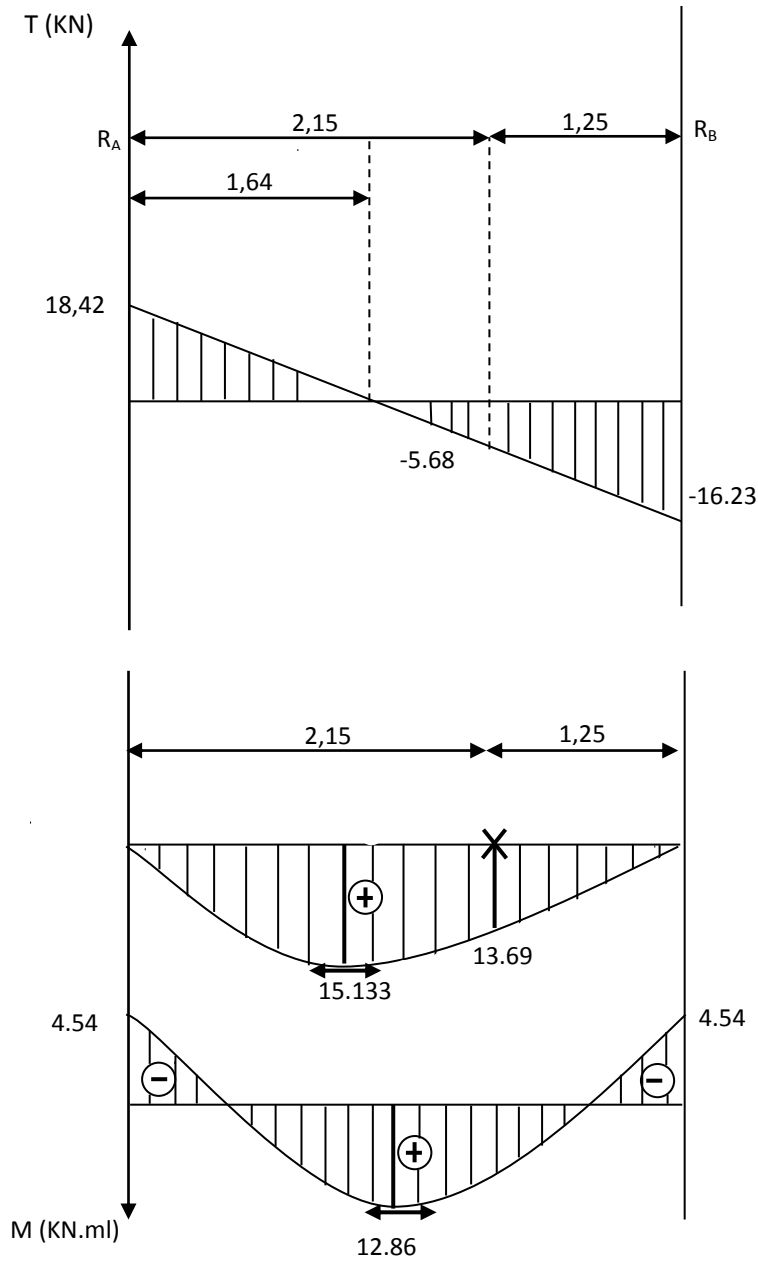
Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 2,15$	$-(11,21x^2)/2 + 18,42x$	0	0
		2,15	13,69
$0 \leq x \leq 1,25$	$-(8,44x^2)/2 + 16,23x$	0	0
		1,25	13,69

Le moment fléchissant  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1,64 \text{ m}$ .

D'où  $M_z^{\max} = 15,133\text{KN.m}$  On prend : **Aux appuis** :  $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -4,54\text{KN.m}$ .

**En travée** :  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 12,86\text{KN.m}$

➤ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant**



**FIGURE III.18** DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT

**L)Vérification de l'ELS****➤ État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

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

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$  et  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

**- Contrainte de compression du béton :****• Aux appuis :**

$$M_a = 4,54 [KN.m]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,209 \longrightarrow \beta_1 = 0,93266, K_1 = 52,87$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{4,54 \times 10^3}{0,9266 \times 15 \times 3,14} = 104,03 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 104,03 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{52,87} = 0,0189$$

$$\sigma_{bc} = 0,0189 \times 104,03 = 1,96 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**• En travée :**

$$M_t = 12,86 [KN.m]$$

$$\rho = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 15} = 0,301, \beta_1 = 0,9137, K_1 = 42,97$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{12,86 \times 10^3}{0,9137 \times 15 \times 4,52} = 207,59 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 207,59 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{42,97} = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,023 \times 207,59 = 4,83 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**➤ État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

➤ **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec **h** : Hauteur de la poutre.

**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**A** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

**Vérification**

$$h = 18 \text{ cm} \quad ; \quad L = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{350} = 0.051 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = \mathbf{10818,86 [MPa]}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

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

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogène.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$ : Moment statique de la section,  $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$

$B_0$  : aire de la section homogénéisée,  $B_0 = bh + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 4,52} = \mathbf{9,21 [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,21 = \mathbf{8,78 [cm]}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9,21^3 + 8,78^3) + 15 \times 4,52 (8,78 - 3)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 50872,73 [cm^4]}$$

Avec :

$I_{fv}$  : Module d'inertie fictif de longue durée.

$I_0$  : moment d'inertie total de la section homogène

$E_v$  : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 207,59 [MPa]$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,0030$$

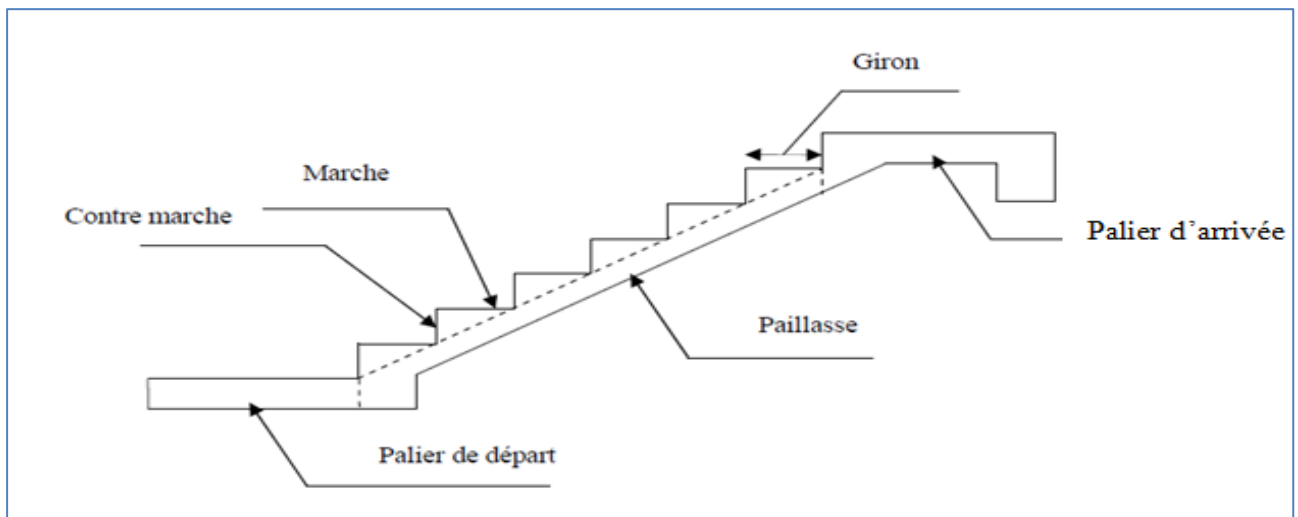
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,003} = 2,8$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 207,59 + 2,1} = 0,2$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 50872,73}{1 + 0,2 \times 2,8} = 35871,79[\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{4,52 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10818,86 \times 35871,79 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3500}{500}$$

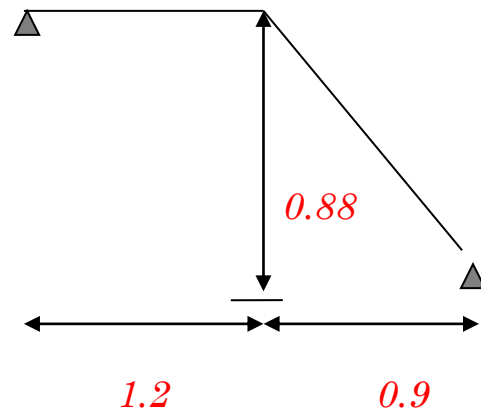
$f_v = 1,42[\text{mm}] < \bar{f} = 7[\text{mm}] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2eme type :A) Dimensionnement

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} < g+2h < 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

Calcul du nombre de contre marches et de marches

$14\text{cm} \leq h \leq 18 \Rightarrow$  On prend  $h = 17\text{cm}$

Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{88}{17} = 5 \quad \Rightarrow n - 1 = 5 - 1 = 4$$

Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{88}{4} = 25\text{cm}$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

Il faut vérifier que :  $59 \leq g + 2h \leq 66$

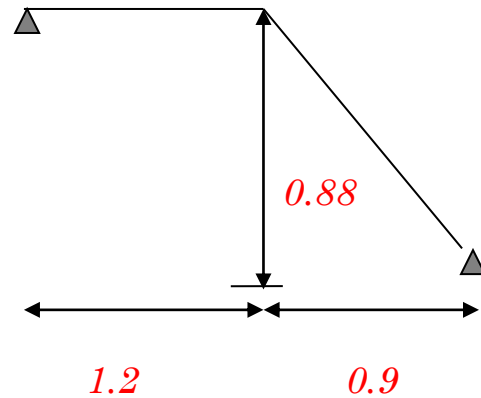
$$25 + 2 \cdot (17) = 59\text{cm} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

$$g = 25\text{cm}$$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches  $h = 17\text{cm}$  et un giron

$$g = 25\text{cm}$$



### B) Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse aura une épaisseur  $e_p$  telle que :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

**Avec :** L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{88}{90} = 0.97 \Rightarrow \alpha = 44,35^\circ$$

$$\text{Donc : } L = 1,20 + \frac{0,90}{\cos 44,35} + 1,20 = \mathbf{3,65m.}$$

$$360 / 30 \leq e_p \leq 360 / 20 \rightarrow 12.19 \text{ cm} \leq e_p \leq 18.25 \text{ cm}$$

✓ **Conclusion:**

On opte pour une paillasse d'épaisseur  $e_p = \mathbf{18cm.}$

### C) Détermination des charges et surcharges

#### ➤ Les charges permanentes

##### 1) la paillasse

- Poids propre de la paillasse :  $25 \times 0.18 / \cos(44,35) = 6,29 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la marche :  $25 \times 0.17 / 2 \times 1 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

- Poids de revêtements :

- carrelage=  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$
- mortier de pos=  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$
- lit de sable=  $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36[\text{KN/ml}]$
- enduit plâtre=  $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2[\text{KN/ml}]$
- poids du garde-corps=  $0,2[\text{KN/ml}]$
- Donc on a :  $G_{\text{paillasse}} = 10,058[\text{KN/ml}]$

## 2) palier :

- poids propre du palier=  $25 \times 0,18 \times 1 = 4.5[\text{KN/ml}]$

### • Poids de revêtements :

- carrelage=  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$
- mortier de pos=  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$
- lit de sable=  $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36[\text{KN/ml}]$
- enduit plâtre=  $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2[\text{KN/ml}]$

Donc on a :  $G_{\text{palier}} = 5,94[\text{KN/ml}]$

### ➤ Surcharge d'exploitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

## III.4.4. Calcul à l'ELU

**NB :** le calcul se fera pour une bonde de 1 m.

### A) Combinaison des charges

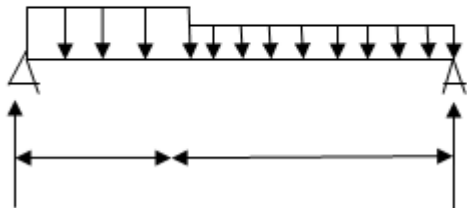
$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10,058 + 1.5 \times 2.5) = 17,32 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \text{le palier : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5,94 + 1.5 \times 2.5 = 11,77 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_s = G + Q = (10,058 + 2.5) = 12,55 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \text{le palier : } q_s = G + Q = 5,94 + 2.5 = 8,44 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (palier + volée) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

**B) Étude des paillasses et des paliers :**

$$q_u^{\text{paillasse}} = 17.32 \quad q_u^{\text{palier}} = 11.77$$

**B-1) Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0$$

$$((- 17.32) \times 0.9) + R_A - (11.77 \times 1.20) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 29.712 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \times 2.1 - [(17.32 \times 0.9) \times 1.65] - [(11.77 \times 1.20) \times 0.60] = 0$$

$$R_A = 16.28 \text{ KN}$$

$$R_B = 29.712 - R_A$$

$$R_B = 13.42 \text{ KN}$$

**B-2) Calcul des efforts internes :****➤ Effort tranchant**

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 0,9	-17,32x + 16,28	0	16,28
		0,9	-0,700
0 ≤ x ≤ 1,2	11,77x - 13,42	0	-13,42
		1,2	-0,700

**➤ Moments fléchissant**

Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 0,9	-(17,32x <sup>2</sup> )/2 + 16,28x	0	0
		0,9	7.63
0 ≤ x ≤ 1,2	-(11,77x <sup>2</sup> )/2 + 13,42x	0	0
		1,2	7.63

**La valeur maximale du moment  $M_z(x)$**

$$T_y=0 \longrightarrow 16,28 - 17,32x = 0$$

$$T_y=0 \longrightarrow M_z=M_{\max}$$

$$\text{Donc } x = 0,94 \text{ m et } M_z^{\max} = 7,65 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

**-Aux appuis :**

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 7,65 = -2,29 \text{ KN.m}$$

**-En travée :**

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 7,65 = 6,50 \text{ KN.m}$$

**B-3) Diagramme des Efforts internes :**

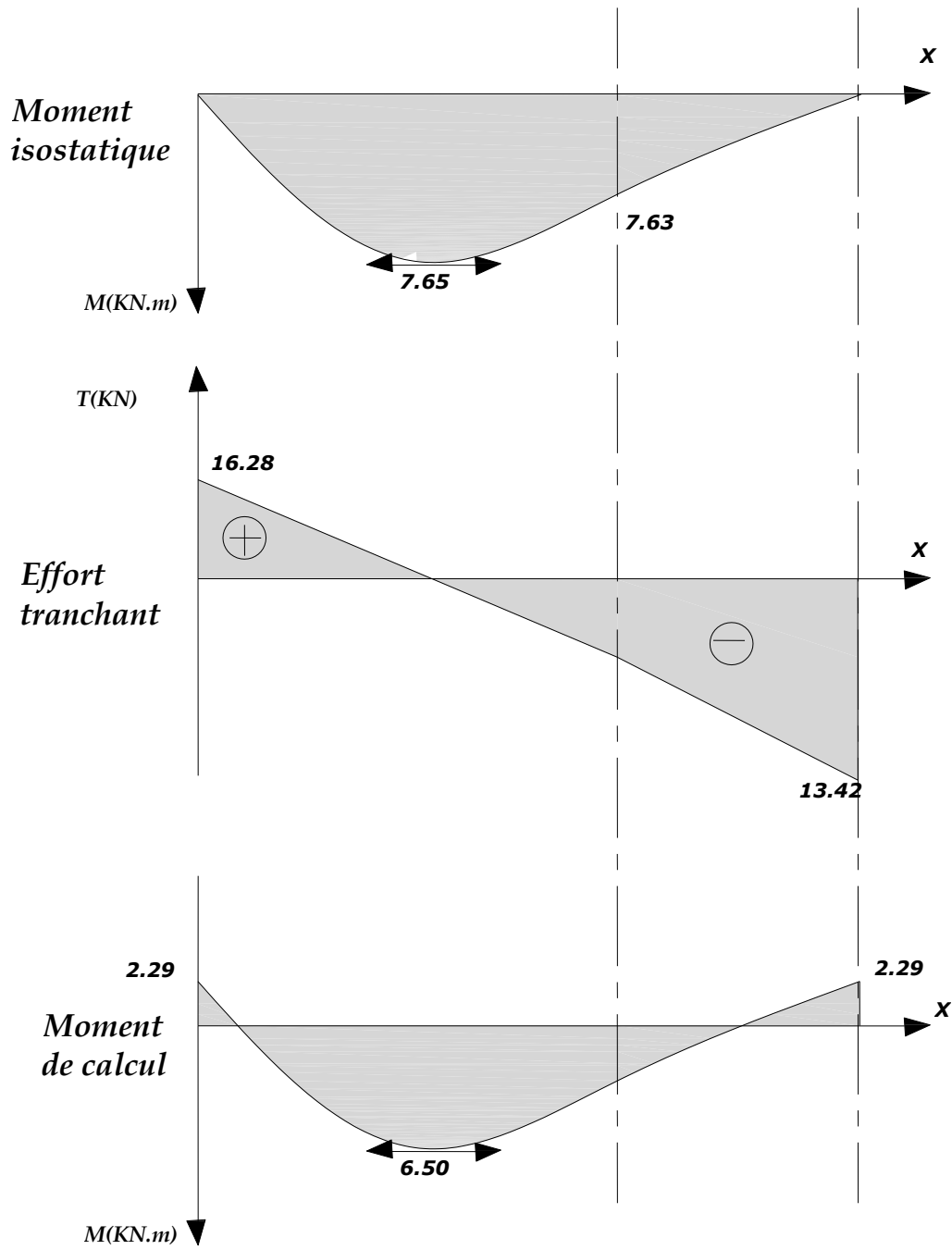
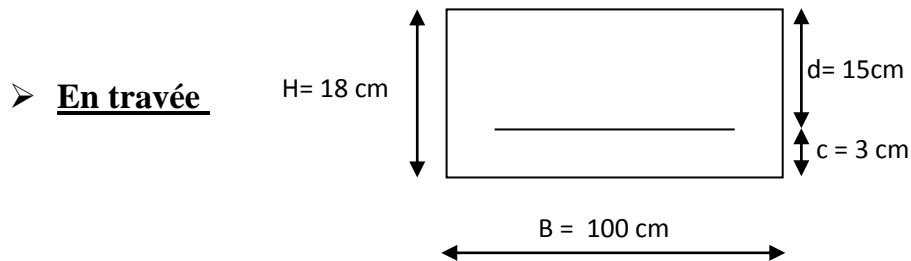


FIGURE III.19 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT

➤ Calcul des armatures

➤ Armatures principales

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m,  $d = 17\text{cm}$



$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,50 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.990 \rightarrow 1.000 E_s = 10$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,50 \times 10^3}{0.990 \times 15 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

Avec St = 25 cm

➤ Aux appuis :

Ma = 2,29 kN.m

$$\mu = \frac{Ma}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,29 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.007 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.007 \Rightarrow \beta = 0.9965$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,29 \times 10^3}{0.9965 \times 15 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup> avec : e = 25 cm

➤ Armature de répartition

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8/m1 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec e = 25 cm.

**C) Vérification (Art. A2.2 BAEL 91)****➤ Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Aux appuis :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**➤ Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**➤ Armatures principales**

$$e \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$$

En travée :  $e = 25 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**➤ Armature de répartition**

$$e \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$$

Travée :  $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Appuis :  $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**➤ Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul de  $\tau_u^{\max}$  :

$$V_{\max} = 17.32 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17,32 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,115 \text{ MPA} ;$$

Donc :  $\tau_u = 0,115 \text{ Mpa.}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ Vérification de la condition d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que

Calcul de  $\tau_{se}$  :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA.}$$

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

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.32 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 125.6} \doteq 1,02 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  ..... Pas de risque d'entrainement des barres

**Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis**➤ **Influence sur le béton**

On doit vérifier que :  $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0.9d = 13,5\text{cm}$

$$T_u = 17.32 \leq 0.4 \times 100 \times 13,5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$T_u = 17.32 \text{ KN} < 900 \text{ KN}$  → **Condition vérifiée**

➤ **Calcul de longueur d'encrage**

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35,27 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s = 14,10 \text{ cm}$  soit  $15 \text{ cm}$ .

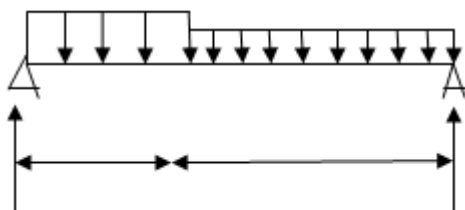
**D) Vérification à l'ELS****D.1) Combinaison de charges à l'ELS :**

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_s = G + Q = (10,05 + 2.5) = 12,55 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \text{le palier : } q_s = G + Q = 6,44 + 2.5 = 8,44 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (palier volée) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis

$$q_{u, \text{palisse}} = 12.55$$

$$q_{u, \text{paler}} = 8.44$$



### D.2) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$((- 12.55) \times 0.9) + R_A - (8.44 \times 1.2) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 21.423 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_{AX} 2.1 - [(12.55 \times 0.9) \times 1.65] - [(8.44 \times 1.2) \times 0.60] = 0$$

$$R_A = 11.76 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.423 - R_A$$

$$R_B = 9.655 \text{ KN}$$

### D.3) Calcul des efforts internes:

#### ➤ Effort tranchant

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 0,9	-12,55x + 11,76	0	11.76
		0,9	-0.465
0 ≤ x ≤ 1,2	8.44x - 9,65	0	-9.65
		1,2	-0.47

#### ➤ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 0.9	-(12,55x <sup>2</sup> )/2 + 11,76x	0	0
		0.9	5.5
0 ≤ x ≤ 1.2	-(8,44x <sup>2</sup> )/2 + 9,65x	0	0
		1.2	5.5

La valeur maximale du moment  $M_z(x)$

$$T_y=0 \longrightarrow 12,55 - 11,76x = 0$$

$$T_y=0 \longrightarrow M_z=M_{\max}$$

Donc  $x=0,87$  m et  $M_z^{\max}=5,5$  KN

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

**-Aux appuis :**

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 5,5 = -1,65 \text{ KN.m}$$

**-En travée :**

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 5,5 = 4,675 \text{ KN.m}$$

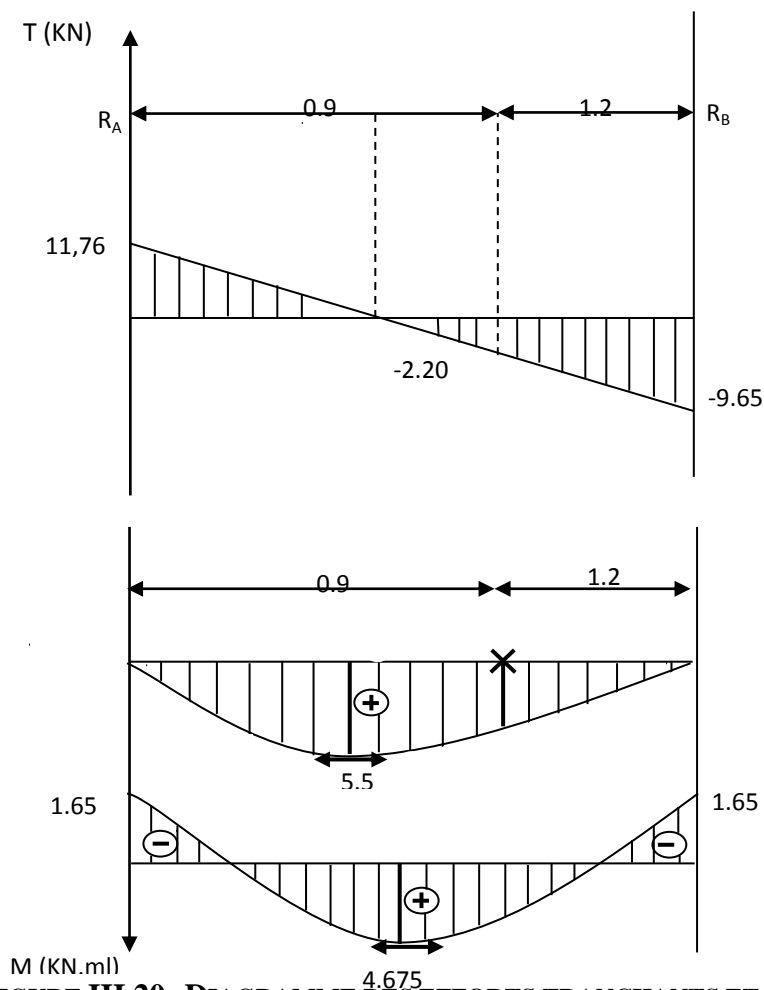


FIGURE III.20 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT

**E) Vérification de l'ELS**➤ **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **État limite de compression du béton : (ArtA.4.5.2/BAEL 91).**- **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$  et  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

- **Contrainte de compression du béton :**• **Aux appuis :**

$$M_a = 1,65 [KN.m]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,13}{100 \times 15} = 0,208 \longrightarrow \beta_1 = 0,9265 \quad K_1 = 53,03$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{1,65 \times 10^3}{0,9265 \times 15 \times 3,14} = 37,81 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 37,81 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{53,03} = 0,018 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,018 \times 37,81 = 0,71 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$M_t = 4,675 [KN.m]$$

$$\rho = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,208 \quad , \quad \beta_1 = 0,9265 \quad , \quad K_1 = 53,03$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \frac{4,675 \times 10^3}{0,9265 \times 15 \times 3,14} = 107,15 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 107,15 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{53,03} = 0,018$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,018 \times 107,15 = 1,92 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

➤ **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec **h** : Hauteur de la poutre.

**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**A** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

**Vérification**

$$h = 18 \text{ cm} \quad ; \quad L = 350 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{350} = 0,051 \leq \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = \mathbf{10818,86 [MPa]}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

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

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogène.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section,  $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$

$B_0$  : aire de la section homogénéisée,  $B_0 = bh + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 18}{2} + 15 \times 3,14 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 3,14} = \mathbf{9,15 [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,15 = \mathbf{8,85 [cm]}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9,15^3 + 8,85^3) + 15 \times 3,14 (8,85 - 3)^2$$

$$I_0 = \mathbf{50252,38 [cm^4]}$$

Avec :

$I_{fv}$  : Module d'inertie fictif de longue durée.

$I_0$  : moment d'inertie total de la section homogène

$E_v$  : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = \mathbf{107,15 [MPa]}$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{3,14}{100 \times 15} = 0,002$$

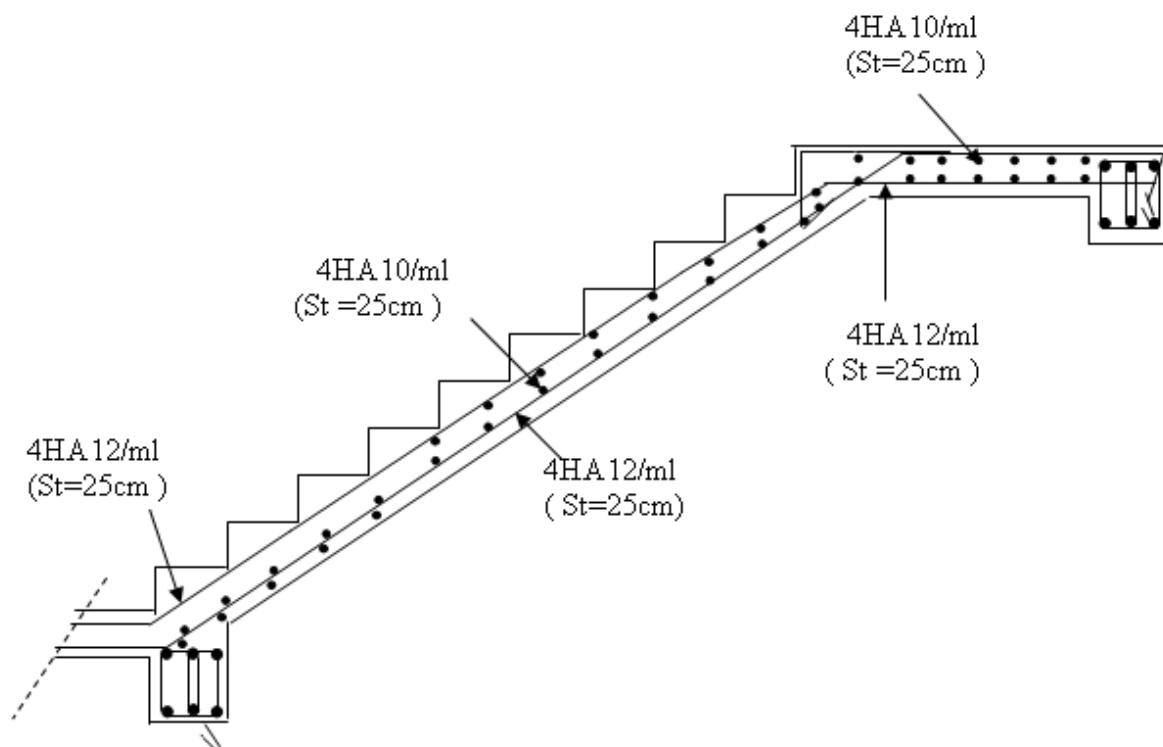
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,002} = 4,2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 107,15 + 2,1} = 0,24$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 50252,38}{1 + 0,24 \times 4,2} = 27528,69[\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{3,14 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10818,86 \times 27528,69 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3500}{500}$$

$f_v = 1,29[\text{mm}] < \bar{f} = 7[\text{mm}] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$



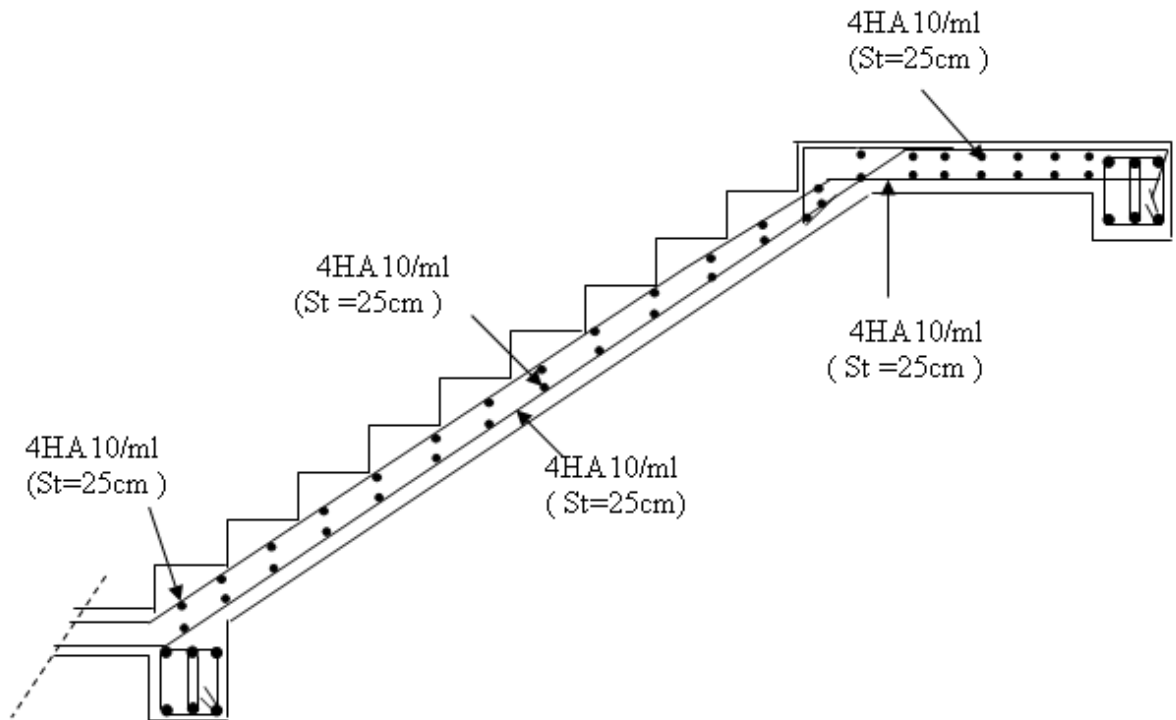


FIGURE III.21 : FERRAILAGE DE L'ESCALIER

### III.5 Étude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3,80 m (entre nu d'appuis).

#### III.5.1 Pré dimensionnement

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \qquad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre

$H_t$  : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

**Hauteur de la poutre**

$$350 / 15 \leq h_t \leq 350 / 10 \quad \rightarrow \quad 25 \leq h_t \leq 38$$

On adopte  $h_t = 30$  cm

**Largeur de la poutre**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

On prend  $b = 25$  cm

D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5 h + b_t \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La poutre palière aura donc :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

**III.5.2 Détermination des charges et surcharges**

La poutre palière sera sollicitée par :

Son poids propre  $\rightarrow 25 \times 0.30 \times 0.25 = 1.875$  KN/ml.

**➤ Effort tranchant à l'appui**

**E.L.U** :  $T_u = 25,50$ KN.

**E.L.S**:  $T_s = 18,42$ KN.

**➤ Combinaison des charges et surcharges**

À l'E.L.U  $q_u = 1.35 G + T_u = 28,03$ KN.

À l'E.L.S  $q_s = G + T_s = 20,29$  KN.

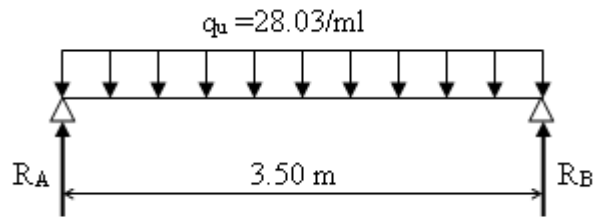


FIGURE III. 13 SCHEMA STATIQUE A L'ELU

**A l'ELU**

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,03 \times 3,5}{2} = 49,05 \text{ KN.m}$$

Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28,03 \times 3,5^2}{8} = 42,92 \text{ KN.m}$$

Moments corrigé :

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 42,92 = 36,48 \text{ kN.m}$

**Aux appuis :**  $M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \times 42,92 = 12,87 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant max :**  $V_u^{\max} = 49,05 \text{ KN}$

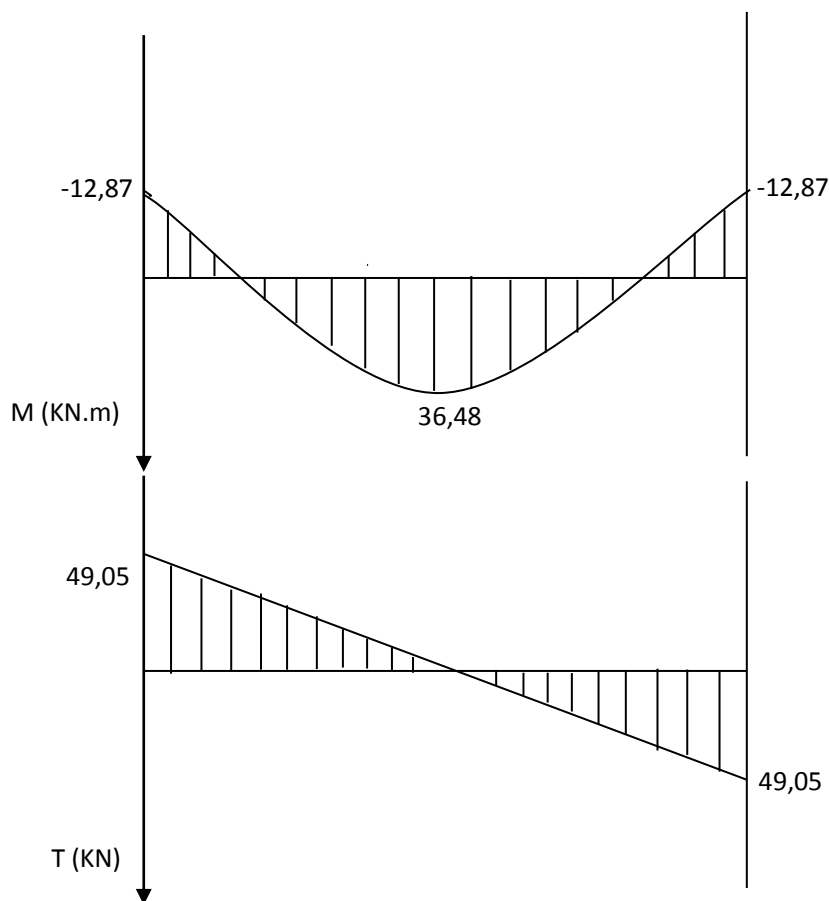


FIGURE III.24 : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT A

L'ELU

### III.5.3 Ferrailage à l'E.L.U

#### A) Calcul des armatures principales

En travée :

$$M_t = 36,48 \text{ KN.m.}$$

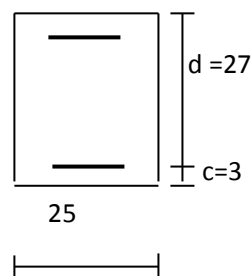
$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{36,48 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,140$$

$$\mu_b = 0,140 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,924 \quad 1.000 E_s = 10$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{36,48 \times 10^3}{0,924 \times 27 \times 348} = 4,2 \text{ cm}^2$$



On opte pour : **3HA10 + 3HA10 = 4,7cm<sup>2</sup>Sur appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{12,87 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.049$$

$\mu_b = 0.049 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$$\beta = 0,9745$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{12,87 \times 10^3}{0.9745 \times 27 \times 348} = 1.40 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>.**

**NB :** Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

$$2,36 + 4,7 = 7,06 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7,06 \text{ cm}^2 \geq 3,75 \text{ cm}^2$$

### III.4.4 Vérification à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

Aux appuis  $A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

En travée  $A_t = 4,7 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

#### ➤ Vérification de l'adhérence

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d.\sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n.\pi.\phi$$

$$\tau_{se} = \frac{49,05 \times 1000}{0.9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant** (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 49,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{49,05 \times 1000}{250 \times 270} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{10 ; 8.57 ; 25\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi 8$

Donc on adopte 4 HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>. ⇒ (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$

➤ **Espacement des barres :** RPA2003 (A7.5.2.2)

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{h/4 ; 12\phi ; 30\} = \min \{7,5 ; 12 ; 30 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm.}$$

**En dehors de la zone nodale:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**On prend un cadre et un étrier en HA8.  $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$**  (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$

➤ Quantité des armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003St b = 0,75 \text{ cm}^2.$$

$2.01 > 0,75\text{cm}^2 \rightarrow$ Exigence vérifiée.

A l'E.L.S

$$R_A=R_B= \frac{q_u \times l}{2} = \frac{18,42 \times 3,5}{2} = 32,23 \text{ KN.m}$$

-Moments isostatique :

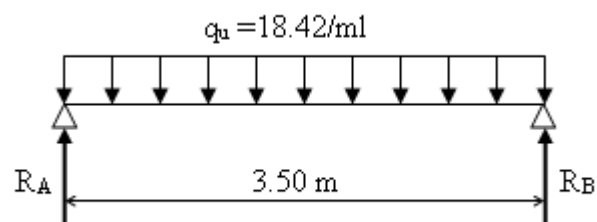
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{18,42 \times 3,5^2}{8} = 28,20 \text{ KN.m}$$

-Moments corrigé :

Aux travées :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 28,20 = 23,97 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 28,20 = 8,46 \text{ KN.m}$$



**FIGURE III.24 SCHEMA STATIQUE A L'ELS**

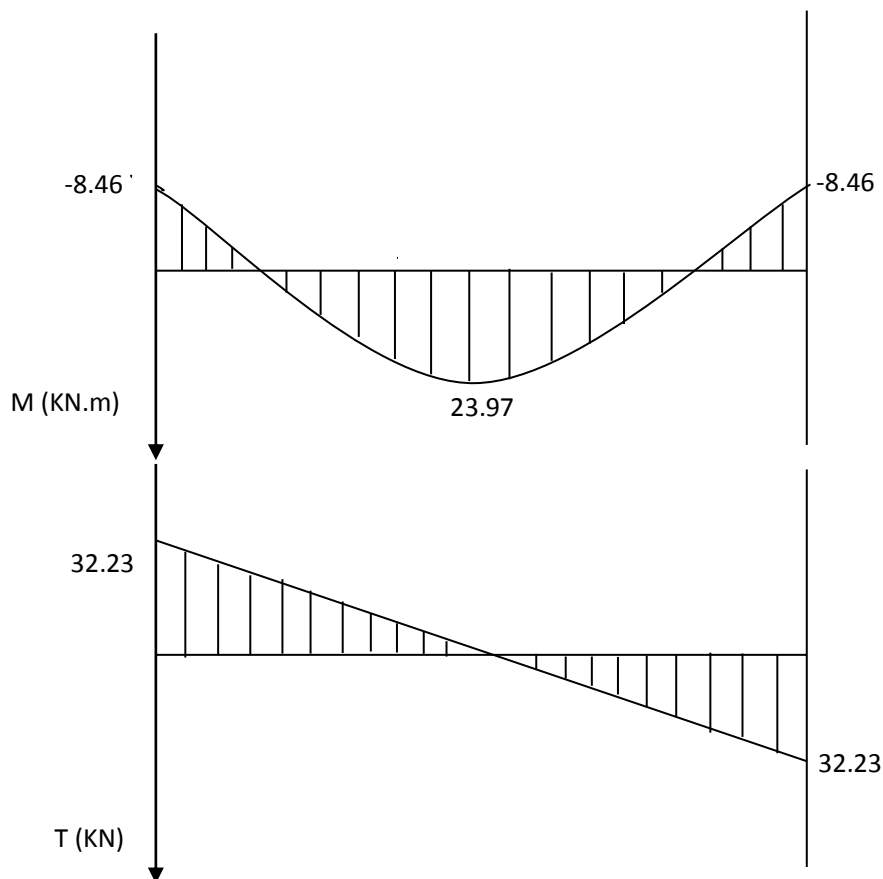


FIGURE III.25 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS

### III.4.5 Vérification à l'ELS

#### ➤ État limite d'ouverture de fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

#### ➤ État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour  $\sigma_{bc}$  :

**En travée****1. Contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{23,97 \times 10^3}{0,879 \times 27 \times 4,7} = 214,89 \text{MPa}$$

$$\varphi = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4,7}{25 \times 27} = 0,69$$

$$K_1 = 26,32 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,879$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2. Contrainte dans le béton**

$$K = \frac{1}{26,32} = 0,037$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,037 \times 214,89 = 8,16 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

**Aux appuis :****1. Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{8,46 \times 10^3}{0,908 \times 27 \times 2,35} = 146,84 \text{MPa}$$

$$\varphi = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 27} = 0,348$$

$$K_1 = 39,65 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,908$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2. Contrainte dans le béton:**

$$K = \frac{1}{39,65} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,025 \times 146,84 = 3,67 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**➤ Vérification de la flèche**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.0857 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0857 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{23,97}{10 \times 28,20} = 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{470}{250 \times 270} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

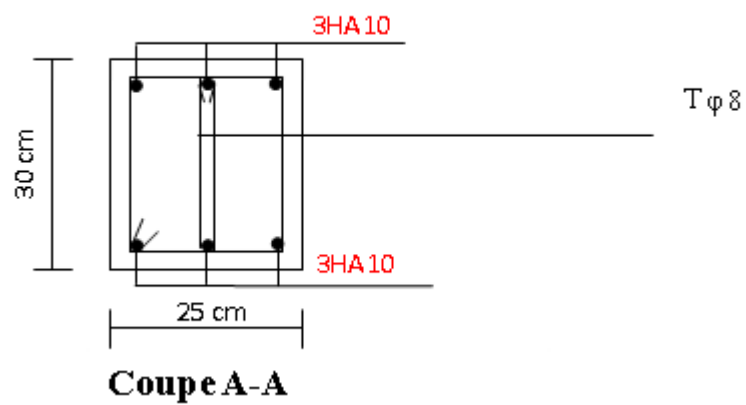
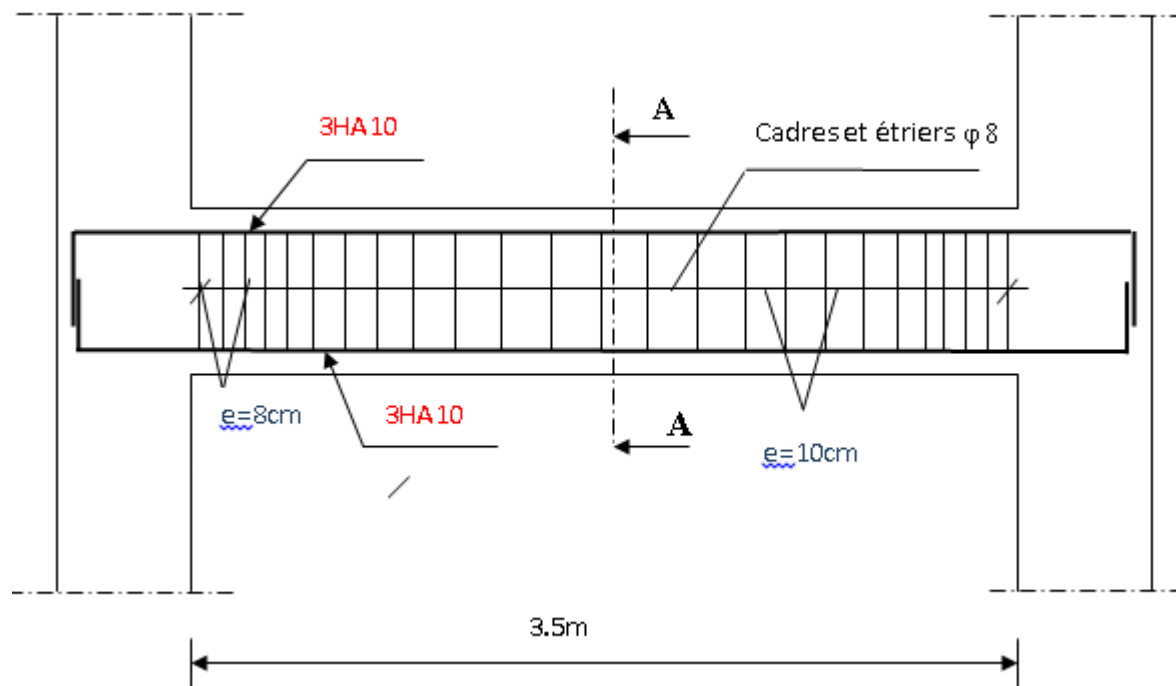


FIGURE III.14 FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

### III.5 Poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui du plancher.

#### III.5.1 Pré dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur : } 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \end{array} \right. \quad \text{Avec L: la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré}$$

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur de la poutre principale « b » } \frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \quad \text{donc : } 21.667 \text{ cm} \leq h_t \leq 32.5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'ou : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 20 \text{ cm}$

Donc : la poutre de chaînage à pour dimensions :  $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

#### III.5.2 Évaluation des charges G et surcharges Q

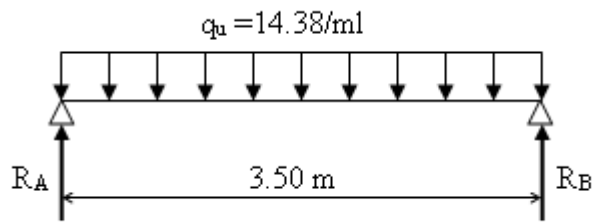
- Poids propre de la poutre =  $25 \times 0,20 \times 0,3 = 1.5 \text{ KN / ml}$
  - Poids du mur (double cloison) =  $2,36(3,06 - 0,20) = 6,75 \text{ KN/ml}$
  - Le poids du plancher =  $5,64 \times (0,65/2) = 1,833 \text{ KN/ml}$ .
- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le poids propre total} \quad \quad \quad G = \mathbf{10.083 \text{ KN/ml.}} \\ \text{La charge d'exploitation} \quad \quad \quad Q = 1,5 \times (0,65/2) = \mathbf{0,49 \text{ KN/ml.}} \end{array} \right.$$

#### ➤ Combinaison des charges

- À l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10.083 + 1,5 \times 0.49 = \mathbf{14.38 \text{ KN/ml}}$
- À l'ELS :  $q_s = G + Q = 10.083 + 0.49 = \mathbf{10.573 \text{ KN/ml}}$

#### III.5.3 Étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.



➤ **calcul des moments**

Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,38 \times (3.50)^2}{8} = 22.019 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

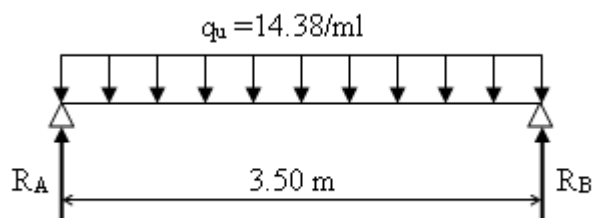
$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 22.019 = 18.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 22.019 = -6.60 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.38 \times 3.5}{2} = 25.165 \text{ KN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant



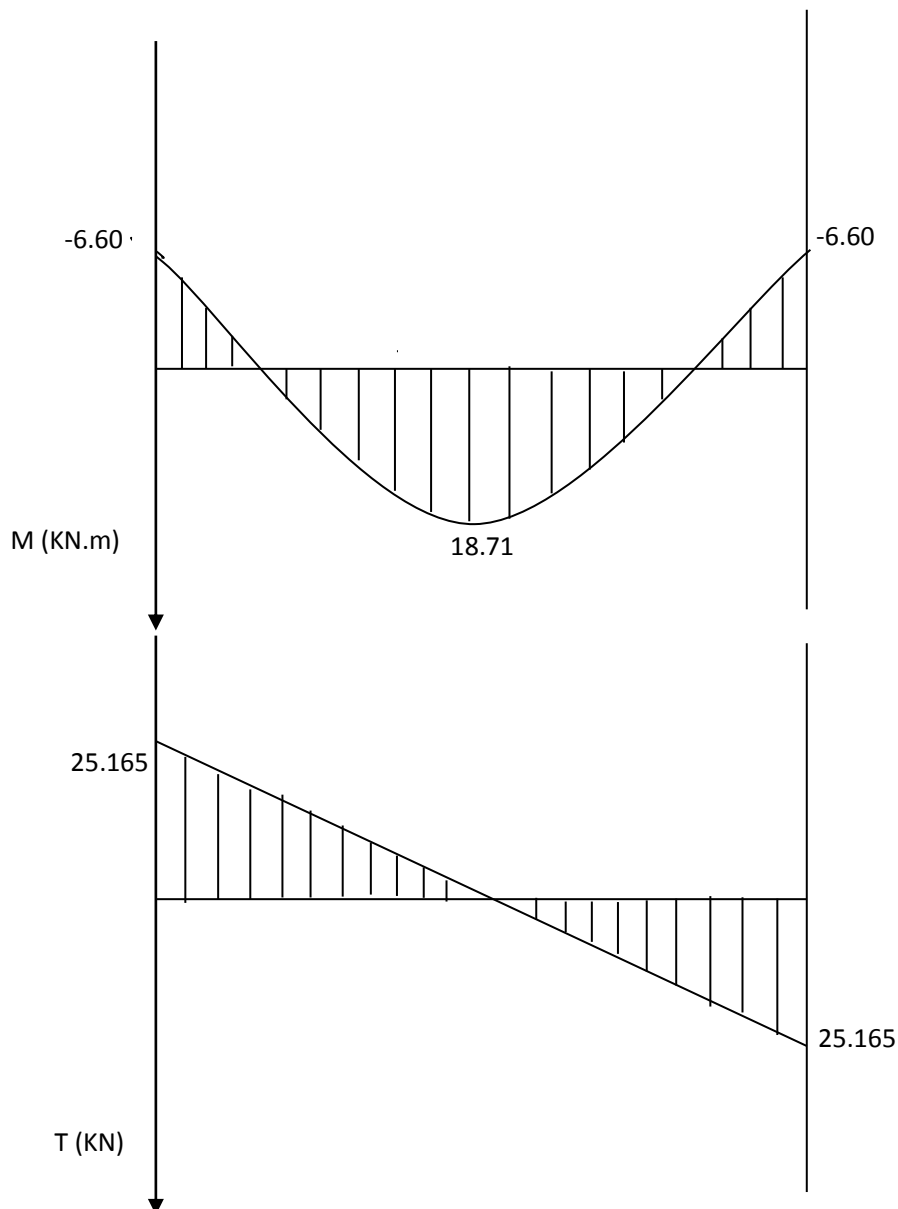


FIGURE III.27 DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT ET DE L'EFFORT TRANCHANT.

### III.5.4 Ferrailage

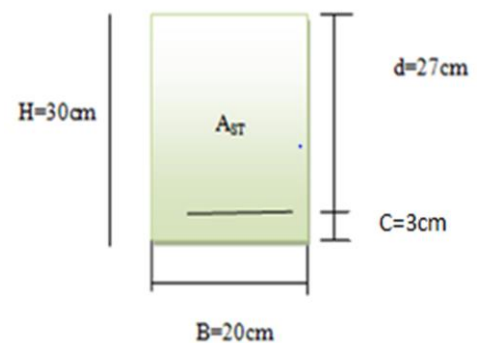
#### ➤ Les armatures longitudinales

##### En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.71 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14.2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \beta = 0.953$$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.71 \times 10^3}{0.953 \times 27 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2 HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.60 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14.2} = 0.031$$

$\mu_b = 0.031 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$\mu = 0.031 \rightarrow \beta = 0.9845$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.6 \times 10^3}{0.9845 \times 27 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2 HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**.

### ➤ Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1 ; 8.57 ; 2 \} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{La hauteur totale de la poutre.} \\ \Phi : \text{Le diamètre des barres longitudinales.} \\ b : \text{La largeur totale de la poutre} \end{array} \right.$

On choisit un diamètre :  **$\phi 8$  (1 cadre  $\phi 8$ )**

### ➤ Vérification l'espacement des armatures transversales (RPA99, Art 7.5.2.2)

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left( \frac{30}{4} ; 12 \times 1 ; 30 \text{ cm} \right) = \min \{ 7.5 ; 12 ; 30 \} \text{ cm}$$

$St \leq 7.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 7 \text{ cm}$

$$\text{En zone nodale : } A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow S_t = 7\text{cm} \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{1.57}{0.003 \times 20} = 26.17\text{ cm}$$

$$\text{En zone courante (travée) : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}, \text{ soit } S_t = 10\text{ cm.}$$

### III.5.5 Vérifications à l'ELU

➤ Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.652\text{cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 1.57\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.652\text{ cm}^2 \\ A_t = 2.26\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.652\text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)

L'influence sur le béton : On doit vérifier que  $T_{u\max} \leq 0.4.d.b.0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a: } T_u^{\max} = 25.165\text{KN} \\ 0.4.d.b.0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 27 \times 20 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 324\text{KN} \end{array} \right\} \begin{array}{l} T_u^{\max} = 25.165\text{KN} < 324\text{KN} \\ \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

L'influence sur les aciers :

On doit vérifier :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_{au}}{0.9.d} \right)$

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1.15}{400} \left( 25.165 \times 10^3 + \frac{6.60 \times 10^3}{0.9 \times 270} \right) = 0.719\text{cm}^2$$

$$A_a = 1.57\text{ cm}^2 > 0.719\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Et aussi : } A_t = 2.26\text{cm}^2 > 0.719\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement** : (BAEL91 modifiée 99, Art .A.6.1.3)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$  avec :  $\Psi = 1.5$  HA

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} = \frac{25.165 \times 10^3}{0.9 \times 27 \times 3.14 \times 12} = 2.74 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = 2.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}$$

$$\text{avec : } \bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.165}{20 \times 27} \times 10^3 = 0.466 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.333 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification l'espacement des armatures transversales** (BAEL 91 modifiée 99, Art A.7.51.22)

$$St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) = \text{min} (0,9 \times 27; 40) = 24.3 \text{ cm}$$

$$St \leq 24.3 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPA} \Rightarrow \frac{1,57 \times 400}{200 \times 150} = 2.093 \text{ MPA} > 0,4 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.5.6 Étude de la poutre à l'ELS

#### ➤ Moment isostatique

On a :  $q_s = 10.573 \text{ KN/ml}$ .

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.573 \times 3.5^2}{8} = 16.19 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_s^a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 16.19 = -4.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_s^t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 16.19 = 13.76 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.573 \times 3.5}{2} = 18.50 \text{ KN}$$

### III.5.7 Vérifications à l'ELS

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

##### Aux appuis

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 ; M_s^a = 4.85 \text{ KN.ml}$$

**Dans le béton :** On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 1.57}{20 \times 27} = 0.29$$

$$\rho_1 = 0.29 \longrightarrow \beta = 0.915 \longrightarrow K_1 = 43.91$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 A_s d} = \frac{4.85 \times 10^3}{0.915 \times 1.57 \times 27} = 125.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{125.04}{43.91} = 2.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Dans l'acier :** on doit vérifier que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 125.04 \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travée**

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_s^t = 13.76 \text{ KN.m}$$

**Dans le béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 27} = 0.418$$

$$\rho_1 = 0.418 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.901 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 35.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sT}}{\beta_1 \cdot A_t \cdot d} = \frac{13.76 \times 10^3}{0.901 \times 2.26 \times 27} = 250.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{250.27}{35.50} = 7.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Dans l'acier : on doit vérifier que : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 250.27 \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Vérification de la flèche**

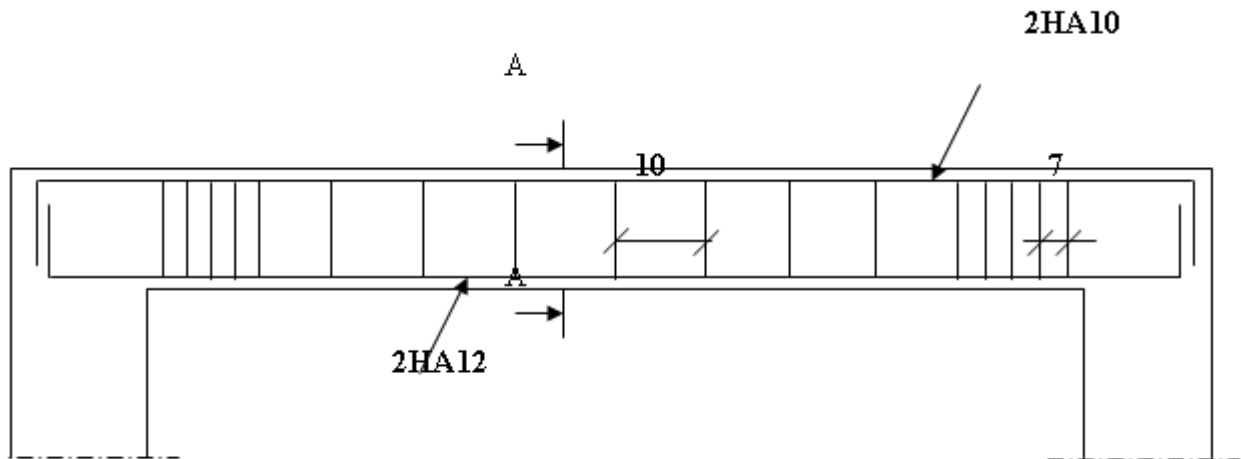
L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350 - 25} = 0.0923 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0923 \geq \frac{M_r}{10M_0} = \frac{13,76}{10 \times 16,19} = 0.084 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{2.26}{20 \times 27} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



### III.6 Calcul de la dalle salle machine

#### Introduction

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettant manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions  $(1.15 \times 2) = 2.3 \text{ m}^2$  appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant la petite et la grande portée.

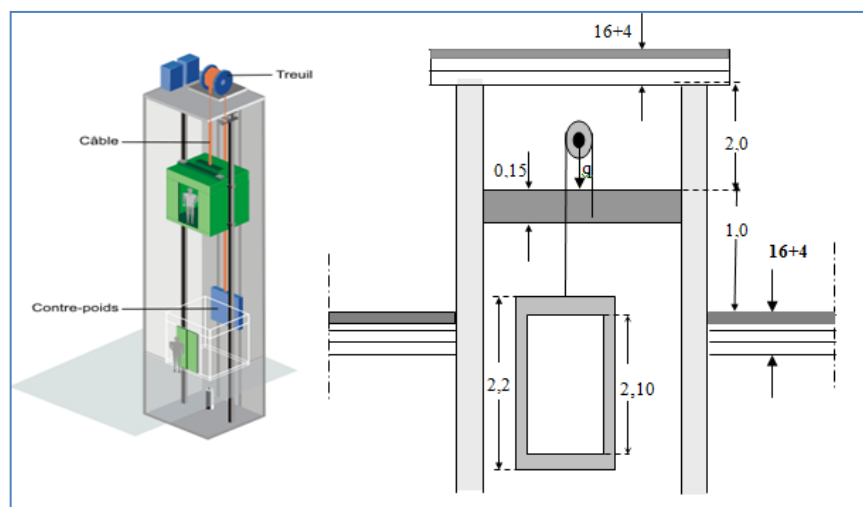


FIGURE III.28 SCHEMA REPRESENTATIF DE LA SALLE MACHINES

### III.6.1 Dimensionnement

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Avec une épaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{115}{30} = 3.83 \text{ cm}$$

Nous avons la limite du **RPA** minimale qui est de 12cm. Pour notre cas, on opte pour  **$h_t = 15 \text{ cm}$**

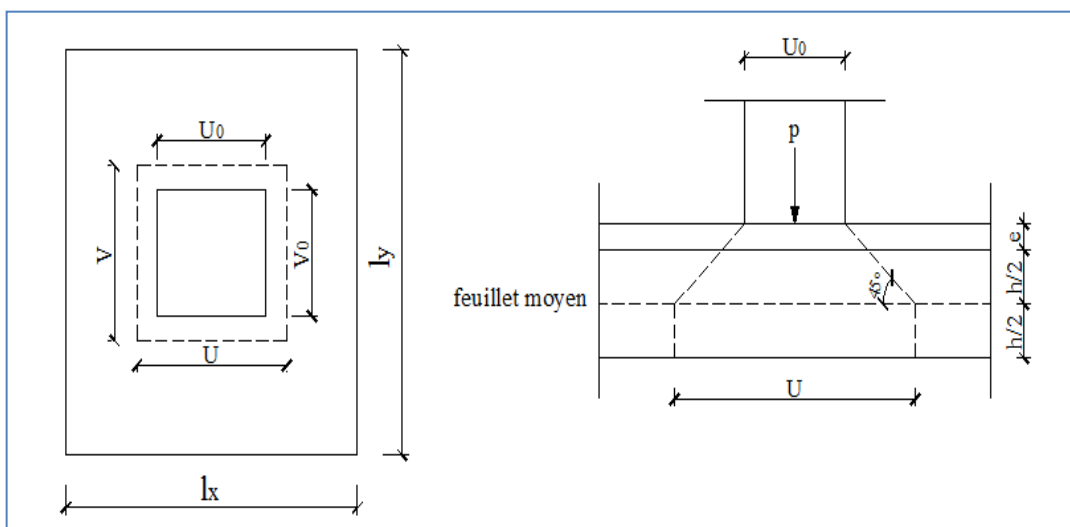


FIGURE III.29 : DIFFUSION DE CHARGES DANS LE FEUILLET MOYEN.

#### Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec:

- $h_t$ : épaisseur de la dalle. ( $h_t = 15 \text{ cm}$ )
- $e$ : épaisseur du revêtement (5cm)
- $\xi$ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- $U_0, V_0$ : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ ).

Donc :

$$\begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Évaluation de moments MX1 et MY1 dus aux systèmes de levage à L'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = q \cdot (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = q \cdot (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

- $M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports ( $L_x/L_y$ ,  $U/L_x$ ,  $V/L_y$ )
- $q$  : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- $U$ ,  $V$  : côtés de la surface réduite.
- $\nu$  : Coefficient de poisson de béton qui est égal à :  $\nu = 0$  ..... à l'ELU  
 $\nu = 0.2$  ..... à l'ELS

**Détermination les coefficients M01 et M02**

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,15}{2} = 0,575$$

$1 < \rho = 0.575 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Le calcul se fera en flexion on considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.15}{2} = 0.575 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{1.05}{1.15} = 0,913 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{1.05}{2} = 0,525 \end{aligned} \right\}$$

Donc : à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de ces rapports et par interpolation, nous aurons :  $M_{01} = 0.073$  ;  $M_{02} = 0.053$

**Calcul les moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dues au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= (M_1 + v M_2) q_u \\ M_{y1} &= (M_2 + v M_1) q_u \end{aligned} \right\} \text{ avec } v=0 \text{ à l'ELU et } q_u=1.35P=1.35 \times 80=108 \text{KN/ml}$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u M_{01} = 108 \times 0.073 = 7.88 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u M_{02} = 108 \times 0.053 = 5.72 \text{KN.m}$$

**➤ Évaluation de moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_y q_u l_x^2 \\ M_{y2} &= \mu_x M_{x2} \end{aligned} \right.$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y$  données en fonction de  $\rho=0.575$  donc :  $\mu_x=0.0852$ ,  $\mu_y=0.266$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{aligned} Q &: \text{charge d'exploitation} = 1 \text{KN/ml} \\ G &: \text{poids propre de la dalle : } G = \gamma_b \cdot E_{dalle} \cdot 1 \text{ml} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{KN/ml} \end{aligned} \right.$$

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x q_u l_x^2 = 0.0852 \times 6.563 \times 1.15^2 = 0.74 \text{KN/ml} \\ M_{y2} &= \mu_y M_{x2} = 0.74 \times 0.266 = 0.196 \text{KN/ml} \end{aligned} \right.$$

**Superposition des moments:  $M^{ts}$** 

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.88 + 0.74 = 8.62 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.72 + 0.196 = 5.916 \text{KN.m}$$

**Correction des  $M_x$  et  $M_y$ :**

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

**En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 8.62 = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 5.916 = 5.02 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

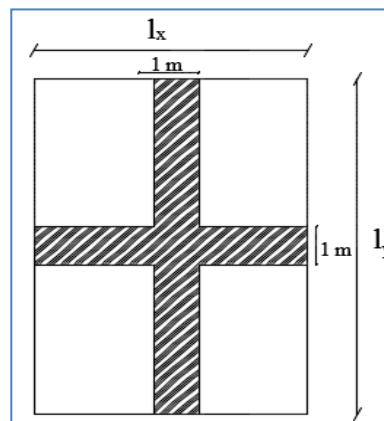
$$M_x^a = -0.3 \times 8.62 = -2.586 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 5.916 = -1.774 \text{ KN.m}$$

### III.6.2 Ferrailage à L'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}.$$



➤ **Dans le sens de la petite portée x-x**

**En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.32 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.035$$

Avec :  $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$

$$d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_x^t = 5.448 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0.035 \rightarrow \beta = 0.9825$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.32 \times 10^3}{0.9825 \times 12 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$  Avec : un espacement du  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Aux appuis

$$M_x^a = 2.586 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.586 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0126 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simple armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.0126 \rightarrow \beta = 0.9933$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.586 \times 10^3}{0.9933 \times 12 \times 348} = 0.62 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_a = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Dans le sens de la grande portée y-y

- En travée :  $M_y^t = 5.02 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5.02 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{5.02 \times 10^3}{0.988 \times 12 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1.022 \text{ cm}^2$  adopté a une section :  $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$  Avec : un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Aux appuis :  $M_y^a = 1.774 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1.774 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simple armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.008 \longrightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{1.774 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.426 \text{ cm}^2$$

On adopte à :  $A_a = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.6.3 Vérification à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence  $W_0=80\text{‰}$  dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

#### Direction principale sens x-x

$$W_x = \frac{A_{x\min}}{bh} \geq W_0 (3 - \alpha_x) / 2 \quad \rightarrow \quad A_{x\min} \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_x) / 2$$

Avec :  $\alpha_x=0.9$  et  $W_0=0.8\text{‰}$  pour les H.A FeE400 de diamètre supérieur à 6mm

$$W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_x) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.9) / 2 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1.26 \text{ cm}^2 < A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Direction secondaire sens y-y

$$W_y = \frac{A_{y\min}}{bh} \geq W_0 (3 - \alpha_y) / 2 \quad \Leftrightarrow \quad A_{y\min} \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_y) / 2$$

Avec :  $\alpha_y=0.8$

$$W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_y) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.8) / 2 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_{y\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq Q = 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b = (0.045)(4.2)(0.15)(25/1.5) = 450 \text{ KN}$$

Avec :  $\mu_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1.05+1.05) = 4.2\text{m}$  Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$P_U$ : Charge de calcul à l'ELU = 1.35P

h : épaisseur totale de la dalle

$$P_u = 108 \text{ KN/ml} < Q = 450 \text{ kN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Contrainte tangentielle**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$  ;

La fissuration est peu nuisible

$U = V$ , alors on a l'expression de  $V_u$  dans les deux sens est :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{P_u}{3U} = \frac{1,35 \times 108}{3 \cdot 1} = 34,286 \text{ KN} \quad \text{donc : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34,286}{100 \times 12} = 0,0286 \text{ MPa} \\ \min\left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left\{\frac{0,07 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right\} = 1,167 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc :  $\tau_u = 0,0286 < \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

➤ **Écartement des barres** (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

**Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25cm).**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30\text{cm}, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

**Direction secondaire ou moins sollicitée: min (3h, 33cm).**

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = (45\text{cm}, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

➤ **Diamètre minimale des barres**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 15/10 = 1,5 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.6.4 Vérification de l'E.L.S

#### ➤ Évaluation les moments $M_x$ et $M_y$ dus aux system à L'ELS

$$M_{01}=0.073 \quad M_{02}=0.053$$

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) P_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) P_s. \quad \text{Avec : } P_s = 80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,073 + 0,2 \times 0,053) \times 80 = 6.688 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.053 + 0,2 \times 0,073) \times 80 = 5.408 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Avec : } G = e_{\text{dalle}} \cdot \gamma_b \cdot 1 \text{ ml} = 15 \times 25 \times 1 \text{ mL} = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,57 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0897. \\ \mu_y = 0,442 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0897 \times 4,75 \times (1.15)^2 = 0.563 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.249 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.688 + 0.563 = 7.251 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.408 + 0.249 = 5.657 \text{ KN.m}$$

Correction des  $M_{ix}$  et  $M_y$ :

Les moments calculés seront munis en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

**En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 7.251 = 6.163 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 5.657 = 4.80 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 7.251 = -2.175 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 5.657 = -1.697 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

**Sens x-x**

**En travée**

$$M_x^t = 6.163 \text{ kN.ml} \quad ; \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Contrainte de compression dans l'acier**

$$\text{et : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6.163 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 273.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 273.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Contrainte de compression dans le béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{273.87}{59.63} = 4.592 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.592 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis**

$$M_{xa} = 2.175 \text{ kN.ml} \quad ; \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Contrainte de compression dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{2.175 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 96.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 96.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6)(25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{96.65}{59.63} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

**Sens y-y****En travée**

$$M_y^t = 4.80 \text{ kN.ml. } A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Contrainte de compression dans l'acier :**

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{et : } \sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4.80 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 213.30 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 213.30 \text{ Pa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6)(25)=15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{213.30}{59.63} = 3.57\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.57\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

**Aux appuis****Contrainte de compression dans l'acier :**

$$M_y^a = 1.697\text{kN.m} \quad ; \quad A_a = 2.01\text{cm}^2 \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1.697 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 75.41\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 75.41\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

**Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6)(25)=15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{75.41}{59.63} = 1.26\text{MPa}$$

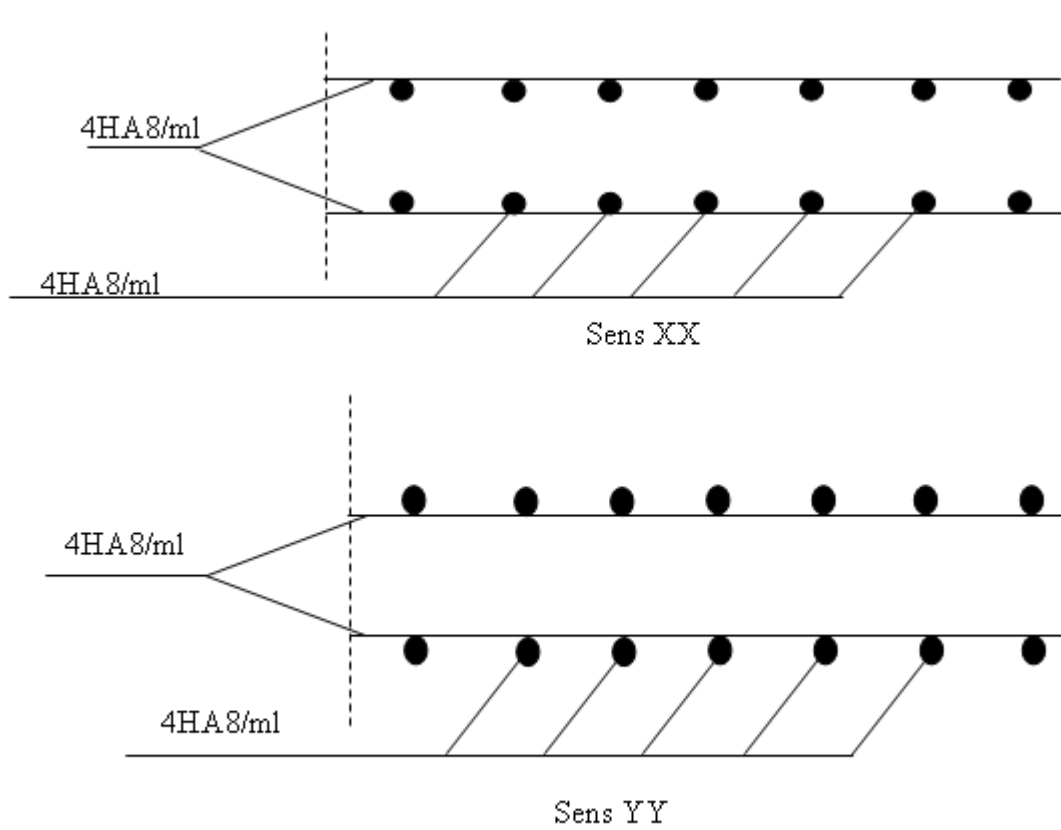
$$\sigma_{bc} = 1.26\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

**➤ Vérification de l'état limite de déformation**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**FIGURE III.29 FERRAILAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE**

## IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

## IV.2 Choix de la méthode de calcul (RPA99/mod2003 Art 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### A. La méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

**Zone II : groupe d'usage 2**, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 34.68m).

**(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).**

### B. La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier.

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3)**.

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.2.1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**.

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le

maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### IV.2.2 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... Etc

#### IV.2.3 Quelques définitions

**Grid line** : ligne de grille

**Joints** : nœuds

**Frame** : portique (cadre)

**Shell** : voile

**Element** : élément

**Restraintes** : points d'application de la charge

**Loads**: charges

**Uniformed loads**: charges uniformes

**Define** : définir

**Material** : matériaux

**Concrete** : béton

**Steel** : acier

**Frame section** : coffrage

**Column** : poteau

**Beam** : poutre

**File** : fichier

**Copy** : copier

**Move** : déplacer

**Save** : enregistrer

**Save as** : enregistrer sous

**Add** : ajouter

**Delete** : supprimer

**Story** : étage

**Height** : hauteur

### IV.3 Etapes de la modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS



Figure IV.1: l'icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

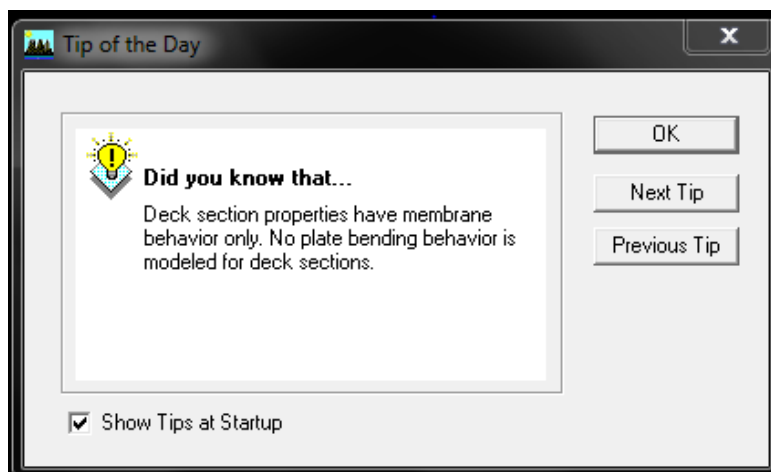
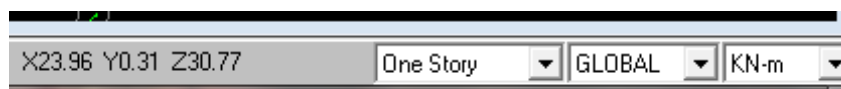


Figure IV.2: fenêtre de dialogue

#### IV.3.1 Etape 1

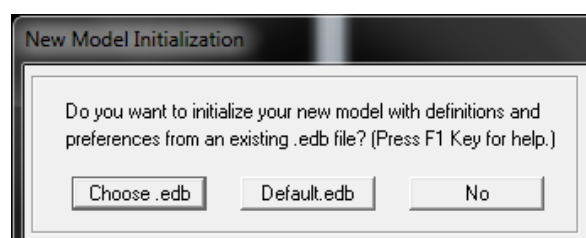
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de



L'écran on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :

Figure IV.3: choix de l'unité

Pour générer un nouveau modèle ; **File** on sélectionne **New model**



On clique sur **Default.edb**

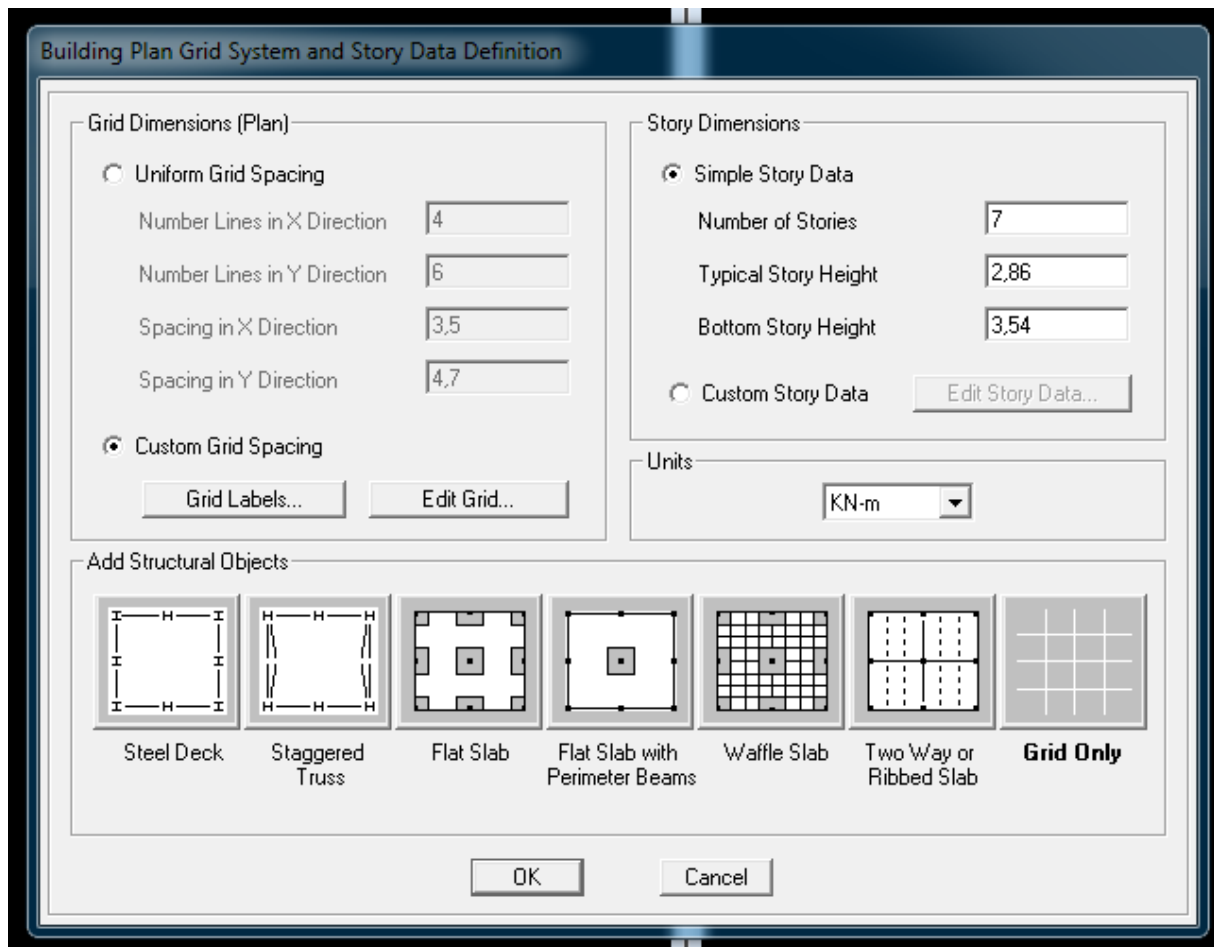


Figure IV.4: la géométrie de base

Cette option permet d'introduire :

Le nombre des lignes selon la direction x-x (**Number Lines in X Direction**).

Le nombre de lignes selon la direction y-y (**Number Lines in Y Direction**).

Le nombre des étages (**Number of Stories**).

La hauteur de l'étage courant (**Typical Story Height**).

La hauteur de RDC (**Bottom Story Height**).

### Modification de la géométrie de la base

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system.**

-On introduit les distances cumulées et les niveaux

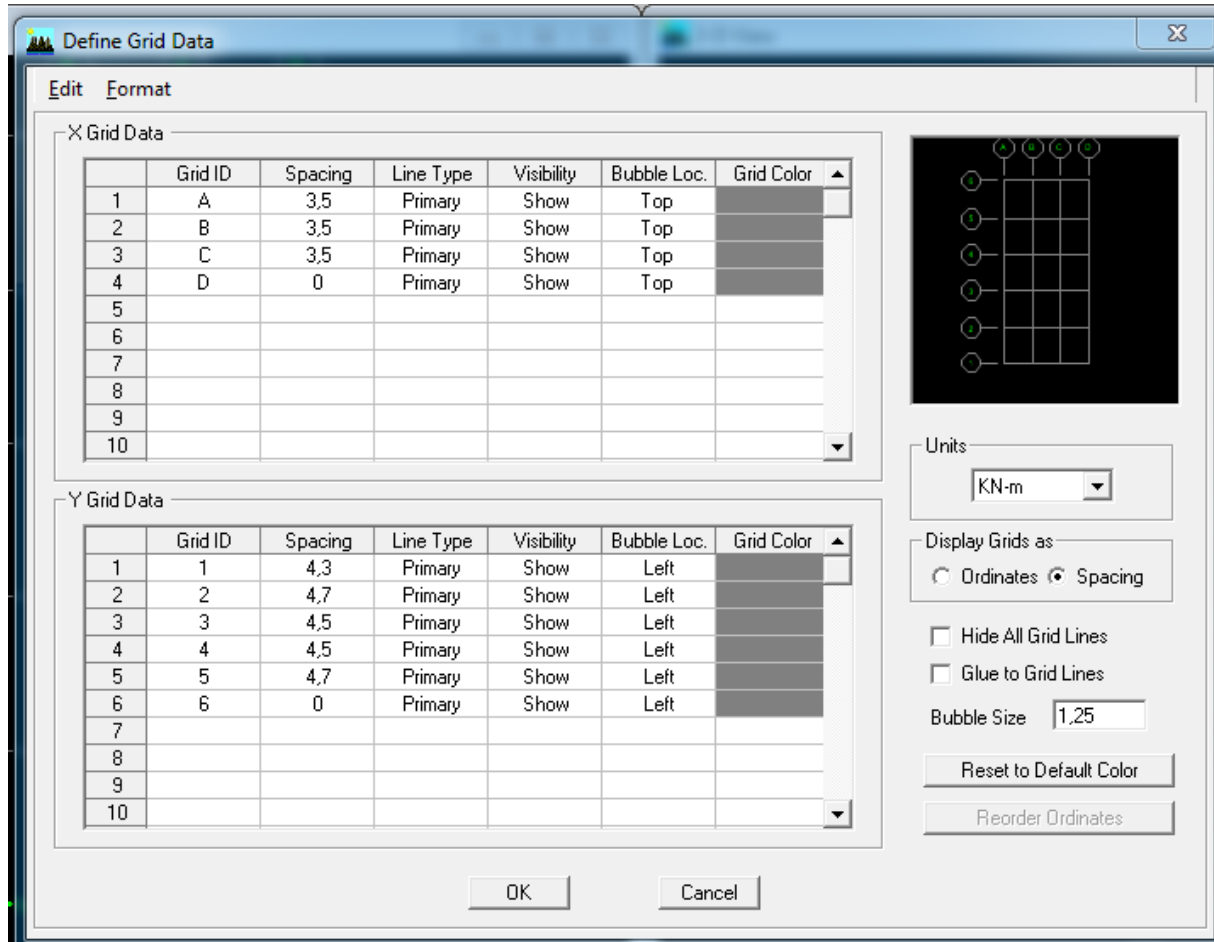


Figure IV.5: les lignes de construction

- pour modifier la hauteur d'étages bouton droit de la souris, **Edit Story data**, écrit la nouvelle hauteur d'étage dans la case « Height » et spécifier le nom de l'étage dans la case



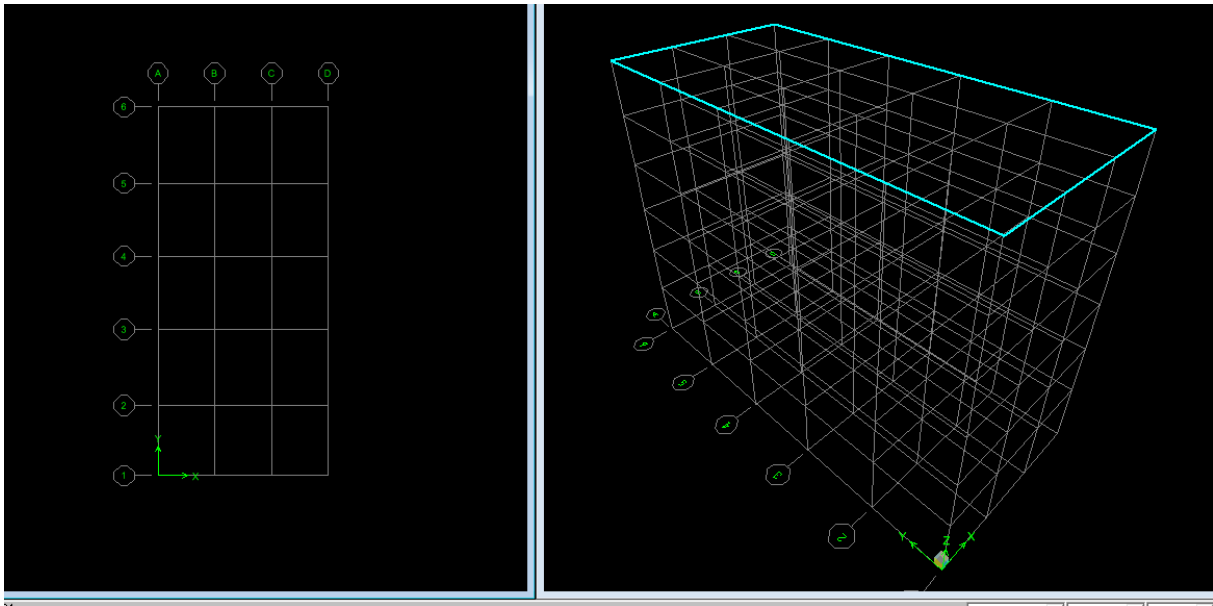
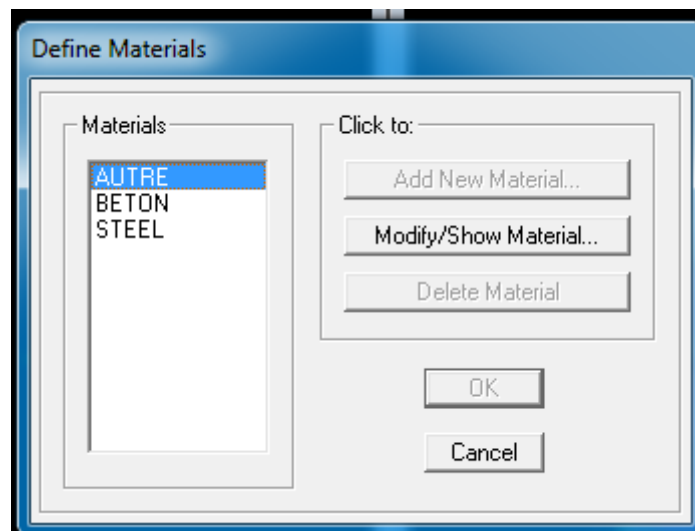


Figure IV.7: L'interface e l'ETABS

#### IV.3.2 Etape 2

Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties**  on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Add New Material**.



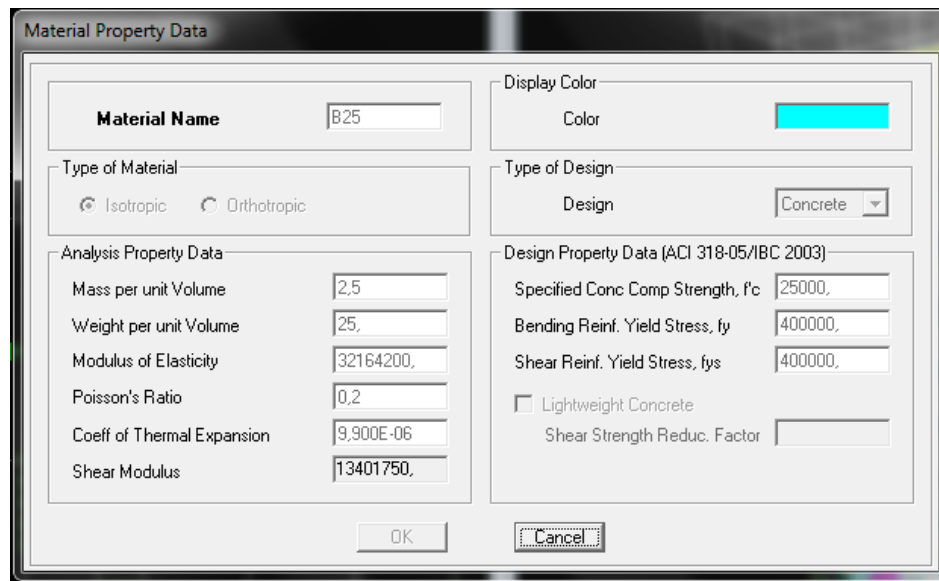


Figure IV.8: définition des propriétés de matériaux

### IV.3.3 Etape 3

Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle plein, plancher, voile...)

- poteaux et poutre : **Define/ Frame Sections.** 

Icône **properties** on sélection tout on clique sur **delete property.**

Icône **click to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).

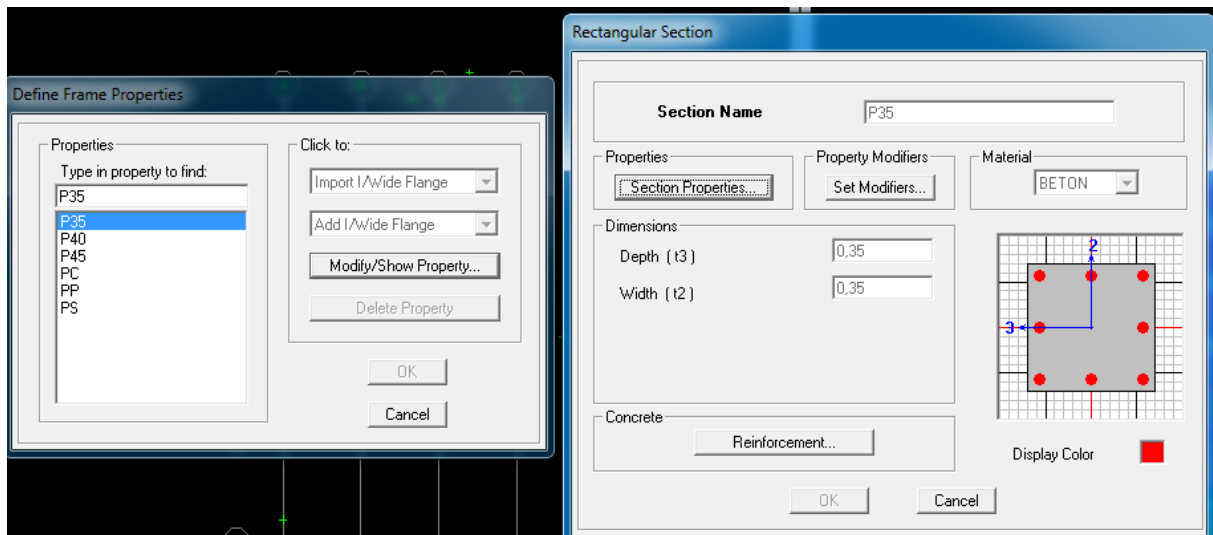


Figure IV.9: dimensionnement des poteaux

- a) **Les poteaux** : On clique sur **Reinforcement**, une fenêtre renforcement s'ouvre on coche **Column**.

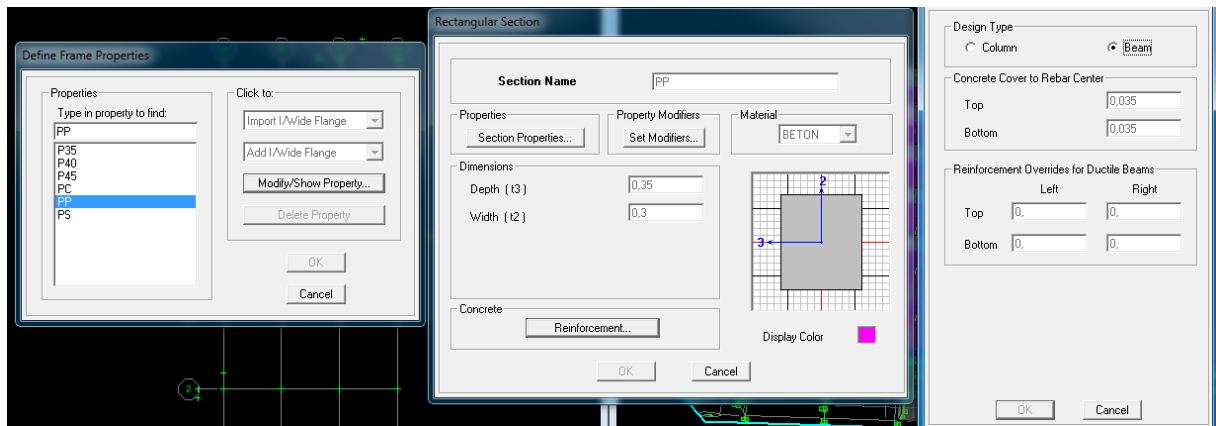


Figure IV.10: dimensionnement des poutres

- b) **Les poutres** : On clique sur **Reinforcement**, une fenêtre renforcement s'ouvre on coche **Beam**.

- dalle plein, voile : Avec : **Wall** (voile) ; **Slab** (dalle plein)

- a) Voiles

Define /Wall/Slab/Deck section .

On clique sur **Add New Wall**

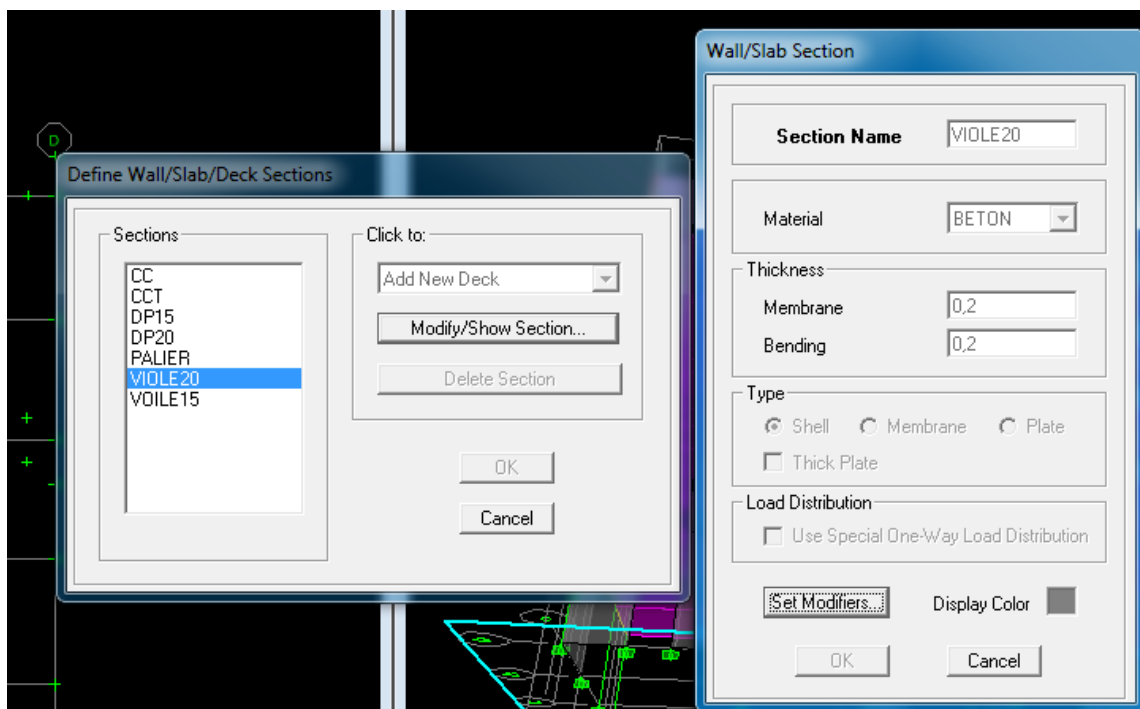


Figure IV.11: dimensionnement des voiles

## b) Dalles pleines

Define /Wall/Slab/Deck section .

On clique sur **Add New Slab**

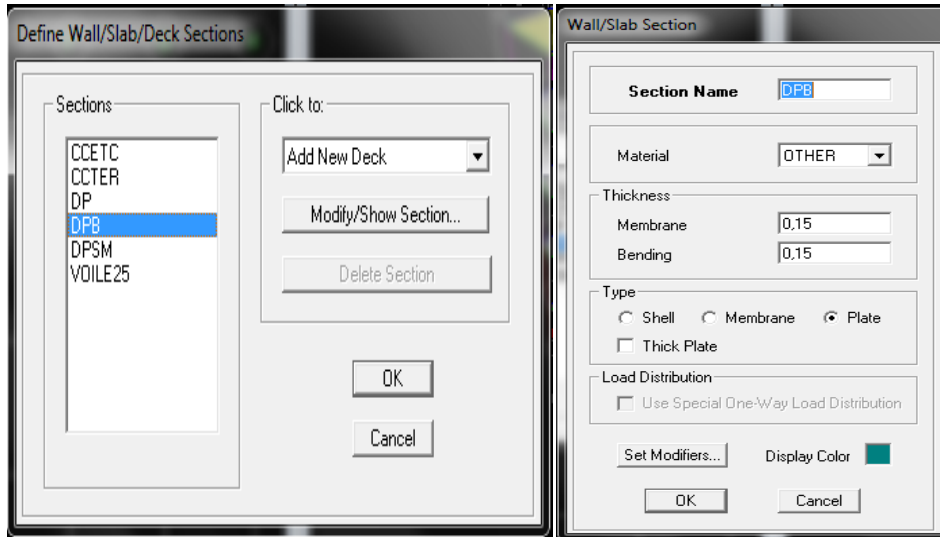


Figure IV.12: dimensionnement des dalles pleines

## c) Dessins des éléments définis

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres des outils :

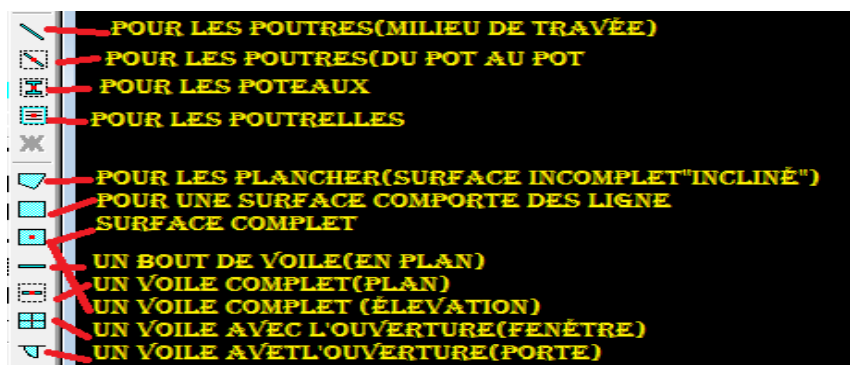


Figure IV.13: la barre des outils

#### IV.3.4 Etape 4 : charges statiques (G et Q)

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques :**

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**,

pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases.** 

On introduit:

**DEAD (G: permanente)**

**Self weight multiplier (Coefficient interne poids proper): 1 /Modify load Load**

**LIVE (Q: exploitation)**

**Self weight multiplier (Coefficient interne poids proper): 0 /Modify load Load /ok.**

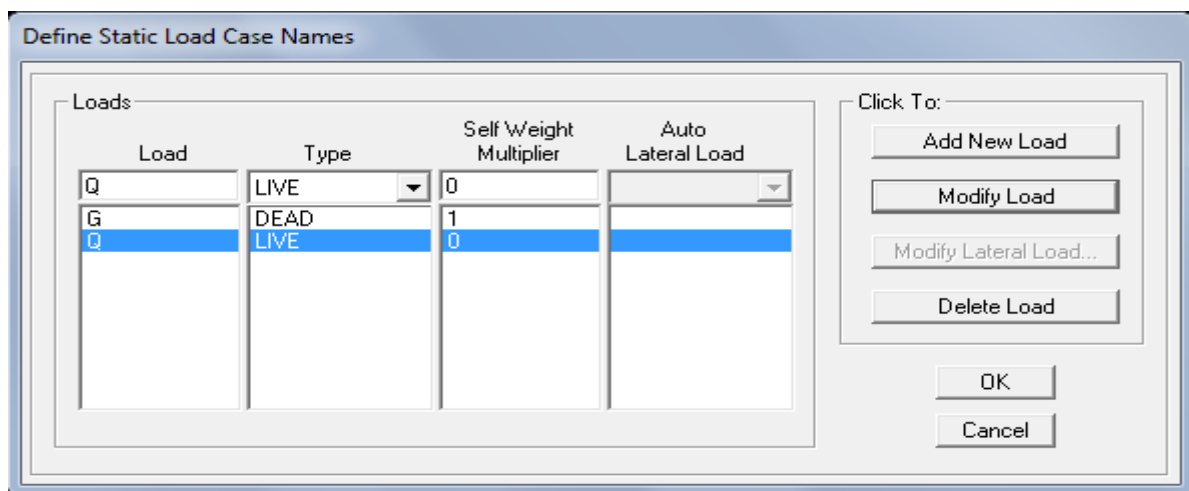


Figure IV.14: définition des charges statiques (G et Q)

- **Affectation des charges**

L'affectation des charges se fait par trois méthodes, soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien le portique (poutres et poteaux)

- **Charger les dalles pleines**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par  $m^2$  selon les axes locaux ou globaux.


Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire :

On sélectionne les dalles :

**Assign → Shell/ Area Loads → Uniform.**

- **Charger les poutrelles et les poutres secondaires :**

Pour affectation des charges : je sélectionne les poutres secondaires et les poutrelles et on

clique sur l'icône  ou bien **Assing** → **Frame Line/load** → **distribution** → **uniform load**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

#### IV.3.5 Etape 5: Définition de la charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

➤ **Données à introduire dans le logiciel**

**Zone : IIa** (Zone a sismicité moyenne)

**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants)

**Coefficient de comportement : R = 5** (Portiques contreventés par des voiles).

**Site : S3** (Site meuble)

**Le pourcentage de l'amortissement :  $\xi = 10\%$**

**Facteur de qualité (Q):** Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

**Pq** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

Tableau IV.1: vérification des critères de qualités

Les deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

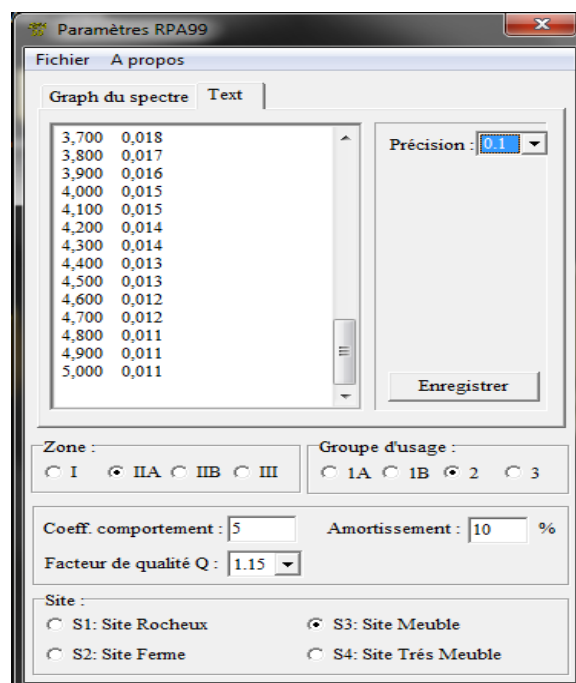


Figure IV.15: définition du spectre de calcul

Définir → Response Spectrum → Fonctions choisir le type de fonction à ajouter au spectre à partir d'un fichier → à la fonction de rapport d'amortissement la valeur 0.1.

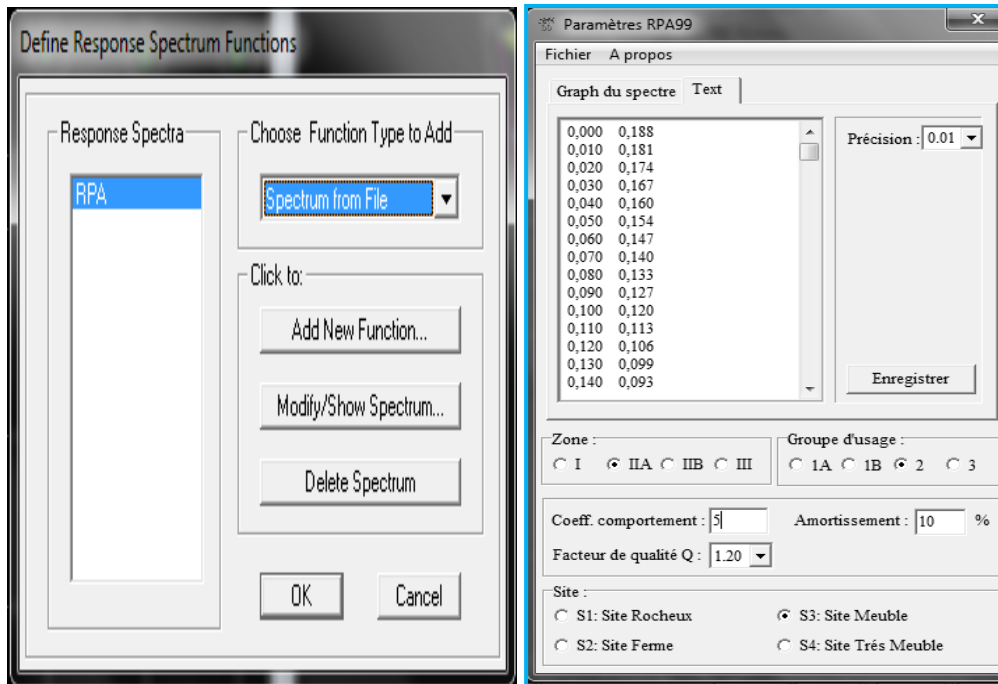
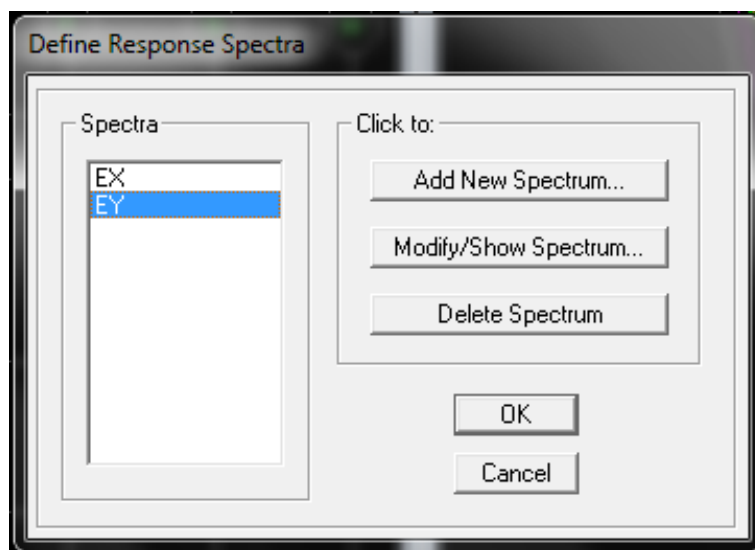


Figure IV.16: introduction du spectre dans ETABS

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses spectrum cases ou bien Add New Spectrum



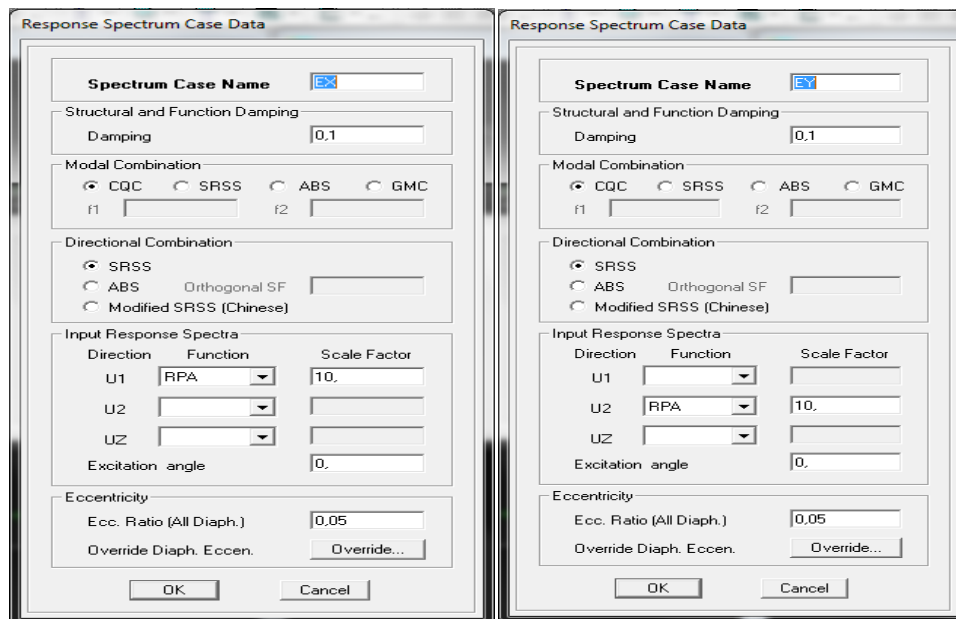



Figure IV.17: définition de la réponse sismique dans les deux directions

#### IV.3.6 Etape 6: Introduire des combinaisons d'actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

On clique sur **Define** → **load combination** ou bien on clique sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1,35 G+1,5Q) :

Choisir G dans la case **Name** et introduire 1,35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Choisir Q dans la case **Name** et introduire 1,5 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Valider avec OK. Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites**

**ELU : 1.35G + 1.5Q**

**ELS : G + Q**

▪ **Combinaisons accidentelles du RPA**

$$\text{GQE} : G + Q \pm E$$

$$\text{08GE} : 0.8 G \pm E$$

**IV.3.7 Etape 7: Définir l'action sismique**

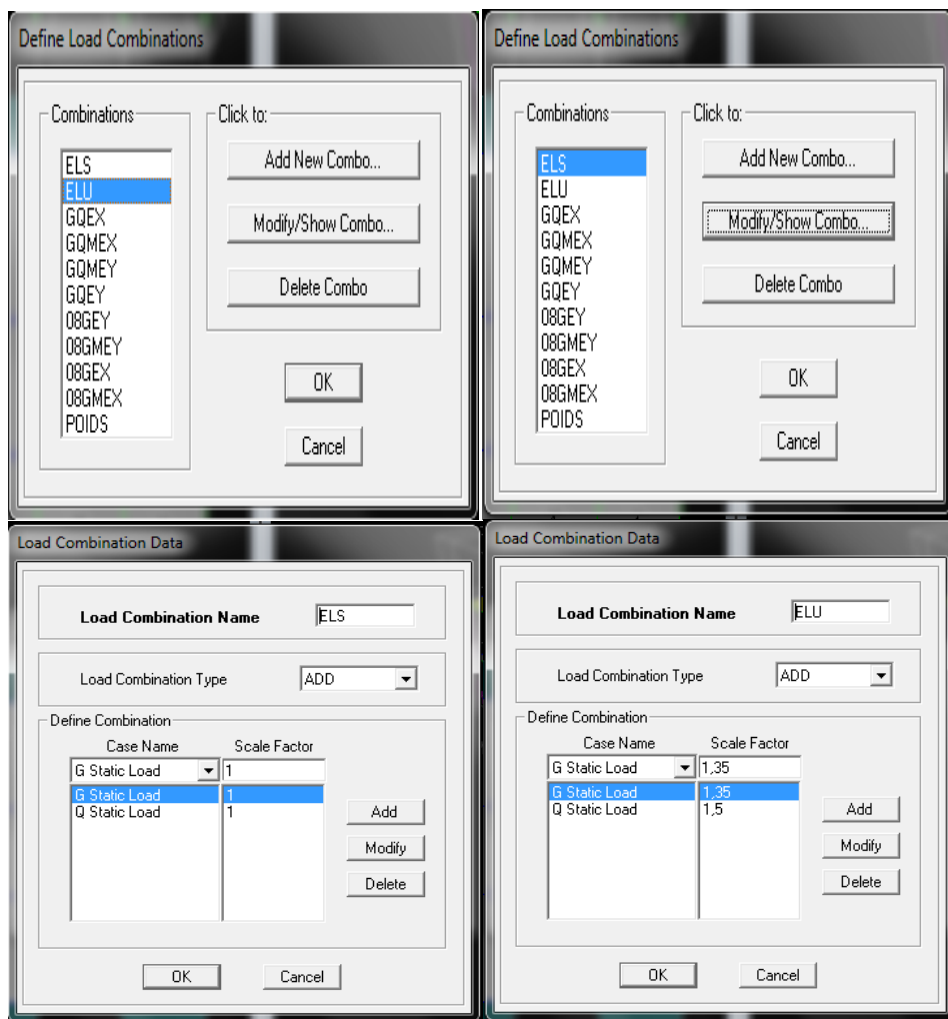
La masse sismique est une masse vibrante qui excite pas le séisme, elle nous peemit l'étude dynamique d'une manière automatique.

Dont cette masse égale

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

$\beta$ : Coefficient de pondération, après le RPA  $\rightarrow \beta = 0.2$

L'instruction à suivre : **Define / masse source** ou bien on clique sur cette icône



**Figure IV.18: les combinaisons d'actions**

### IV.3.8 Etape 8

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur:

**Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports).**

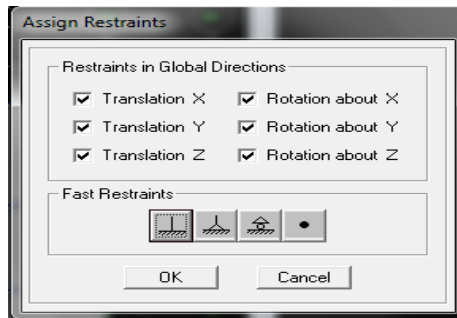


Figure IV.19: encastrement des appuis

- **Diaphragme**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1**

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ; ..... ; D12.**

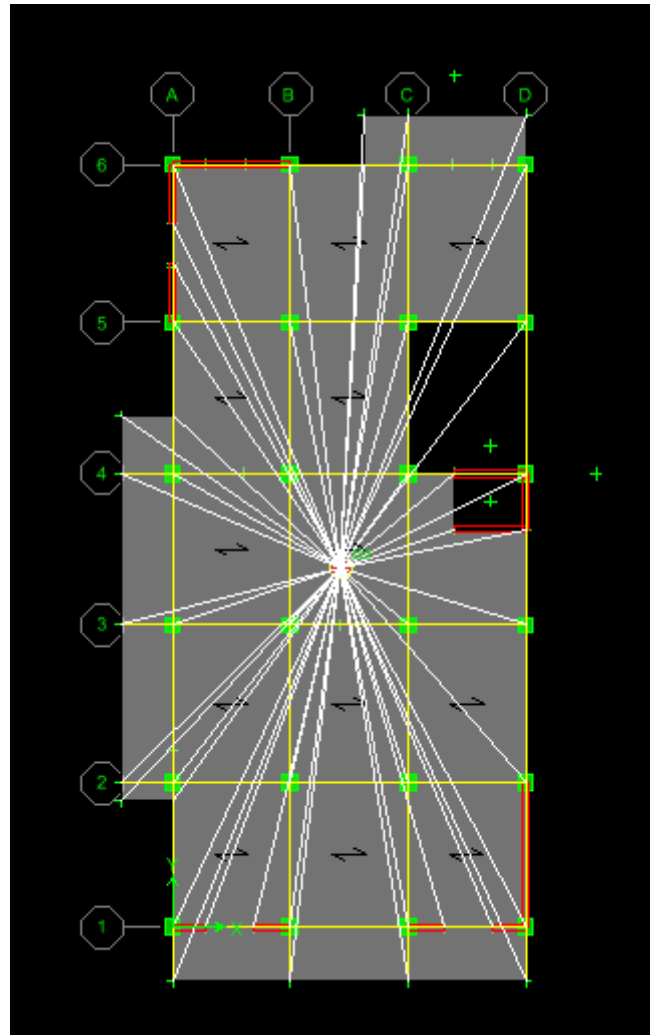


Figure IV.20: le diaphragme

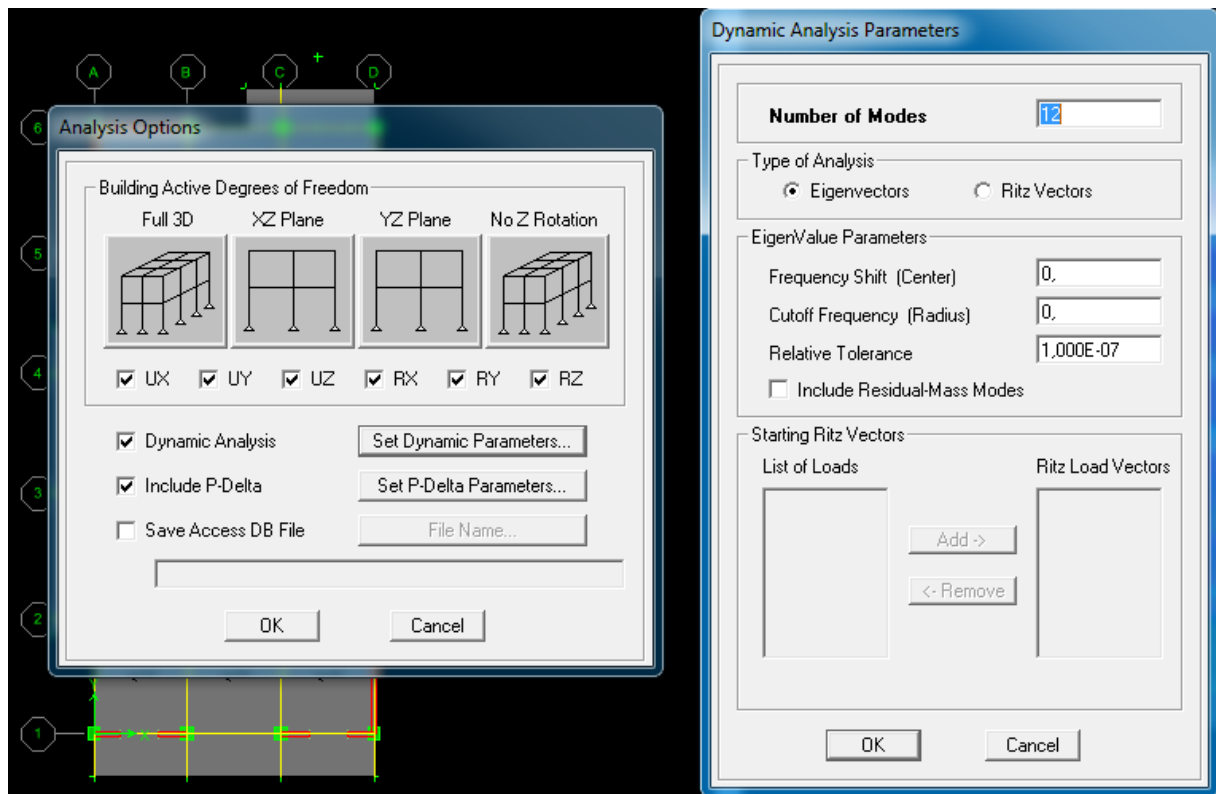


Figure IV.21: définition des options d'analyse

### IV.3.9 Etape 9

#### ▪ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou directement **F5** sur le clavier.

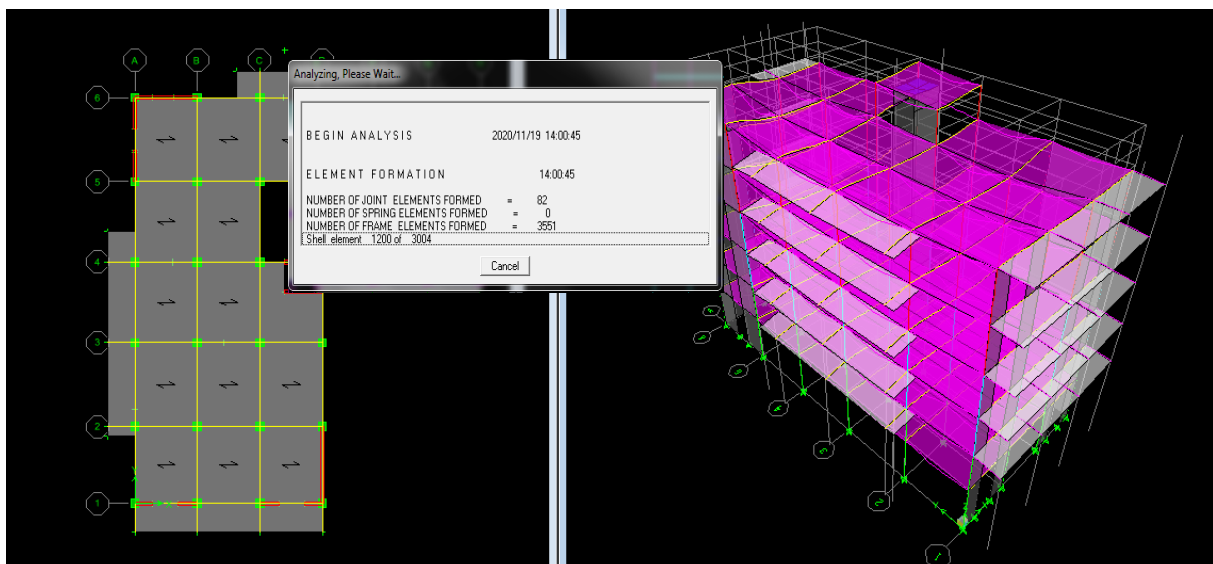


Figure IV.22: lancement d'analyse

## Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.

### V.1.Présentation de l'ouvrage

Le projet étudié est un bloc (**R+5**) situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

- **Zone sismique** : zone **II.a** (RPA 99 Version 2003/Tab 4.1)
- **Groupe d'usage** : Groupe **2** (RPA 99 Ver. 2003/Tab 4.1) bâtiment à usage multiples (commerce, bureaux, habitation).
- **Classification du site** : Site meuble **S3** (rapport géotechnique).
- **Système structurel** : portiques + voiles.

#### V.1.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période fondamentale obtenue par le

logiciel ETABS égale à 0,553 s.

**Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information → Building**

**Modal Information → Modal Participating Mass Ratios → OK**

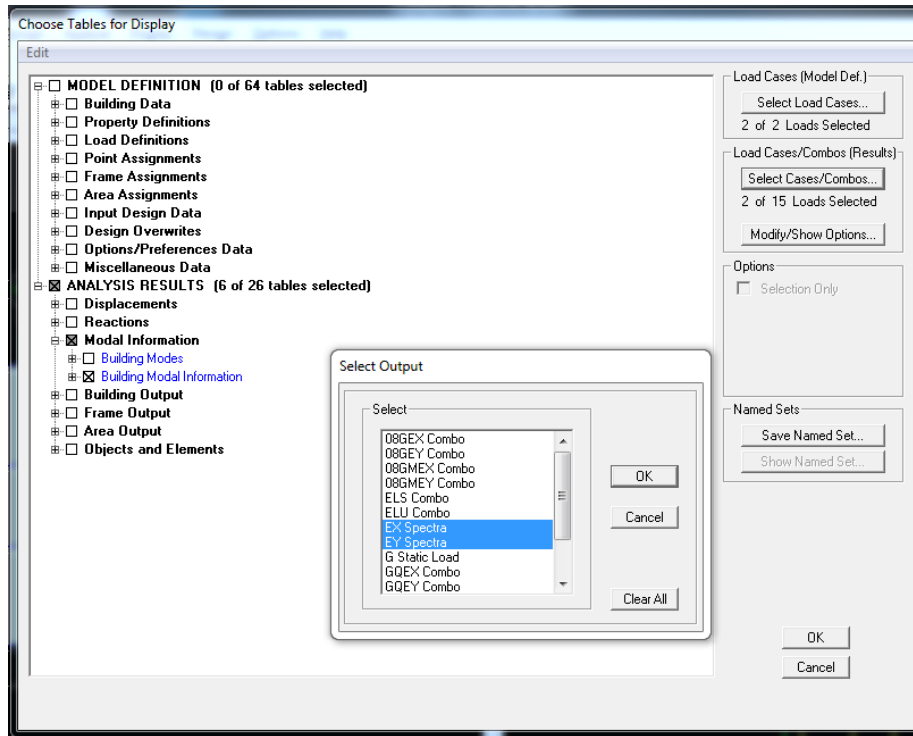


Figure V.1: Les options pour l'obtention du tableau des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios											
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	
1	0.553217	56,9915	12,0331	0,0000	56,9915	12,0331	0,0000	15,7669	75,5253	6,4347	
2	0.398575	11,9324	61,0153	0,0000	68,9240	73,0485	0,0000	82,4099	16,0499	0,1561	
3	0.316834	4,1644	0,1574	0,0000	73,0884	73,2058	0,0000	0,4778	7,0432	68,4557	
4	0.143989	11,5227	2,5735	0,0000	84,6110	75,7793	0,0000	0,1111	0,6004	0,8198	
5	0.097937	3,3801	15,1897	0,0000	87,9911	90,9689	0,0000	0,8919	0,1869	0,0005	
6	0.075302	1,1663	0,1608	0,0000	89,1574	91,1297	0,0000	0,0307	0,1351	14,4922	
7	0.067528	2,1978	1,1392	0,0000	91,3553	92,2689	0,0000	0,0868	0,1601	2,0884	
8	0.061008	3,1278	0,2679	0,0000	94,4830	92,5368	0,0000	0,0115	0,1614	0,3400	
9	0.047229	0,3177	3,0549	0,0000	94,8007	95,5917	0,0000	0,1232	0,0144	0,0047	
10	0.039923	0,2100	0,4052	0,0000	95,0107	95,9969	0,0000	0,0165	0,0044	0,7588	
11	0.039367	0,7303	0,8941	0,0000	95,7410	96,8910	0,0000	0,0232	0,0271	0,3614	
12	0.033680	1,6083	0,6767	0,0000	97,3492	97,5676	0,0000	0,0129	0,0380	0,0425	

Figure V.2 : La période et les masses participantes

Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y, il mobilise 61.0153% de la masse > 50%**

Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X**, il mobilise **56,99 %** de la masse > 50%

Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant l'axe Z-Z**,  $R_z = 68.45\% > 50\%$ .  
Donc il n'y a pas de torsion.

#### **Nombre de modes propres (Art 4.3.4 du RPA99 /version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soient égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique :

$$\text{Mode 12 : } \begin{cases} \text{Sens X - X} & 97.34 \% \\ \text{Sens Y - Y} & 93.56 \% \end{cases}$$

#### **V.1.2. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 2003)**

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.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{Formule 4.1/article 4.2.3 RPA 99 version 2003})$$

**A :** coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R :** facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q :** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux...etc.).

**W :** poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

**A) Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\text{Zone IIa ; groupe d'usage 2} \quad \rightarrow \quad A = 0.15$$

**B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{avec : } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{avec : } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

**➤ Facteur de correction d'amortissement  $\eta$** 

Il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99 version 2003})$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend :  $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.763 > 0.7$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$h_N$  : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n, dans notre cas  $h_n = 19,84 \text{ m}$ .

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003, dans notre cas  $C_T = 0.05$ .

**Remarque**

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30%**.

$$T = 0.05 \times (19,84)^{3/4}$$

$$T = 0.47 \text{ sec}$$

**Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003**

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

**Tableau 13 : Période choisie en fonction de la condition sur T**

D'où :

$$T = 1.3 \times 0.47 = 0.611 \text{ s} \leq T_{\text{analytique}} = 0,486 \text{ s} \quad \rightarrow \quad (2^{\text{ème}} \text{ cas})$$

Donc :

$$T = T_{\text{analytique}} \rightarrow T = 0.486 \text{ s}$$

Finalement :

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.763 = 1,9$$

$$D = 1.9$$

### C) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Avec :

$P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

- Sens x-x

Critère q	Observé	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0.10

**Tableau 14 : Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X**

- Sens-y-y

Critère q	Observé	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0.10

**Tableau 15: Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y**

On aura finalement :

$$Q_x = 1.15 \text{ et } Q_y = 1.15$$

#### D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'où :

$$W_T = \sum_1^9 W_i$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0.20$  (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le **tableau 4.5** du **RPA 99 version 2003**

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

**Display** → **show tables** → **selectionner Building Output Table** → **StoryShears**  
→ **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

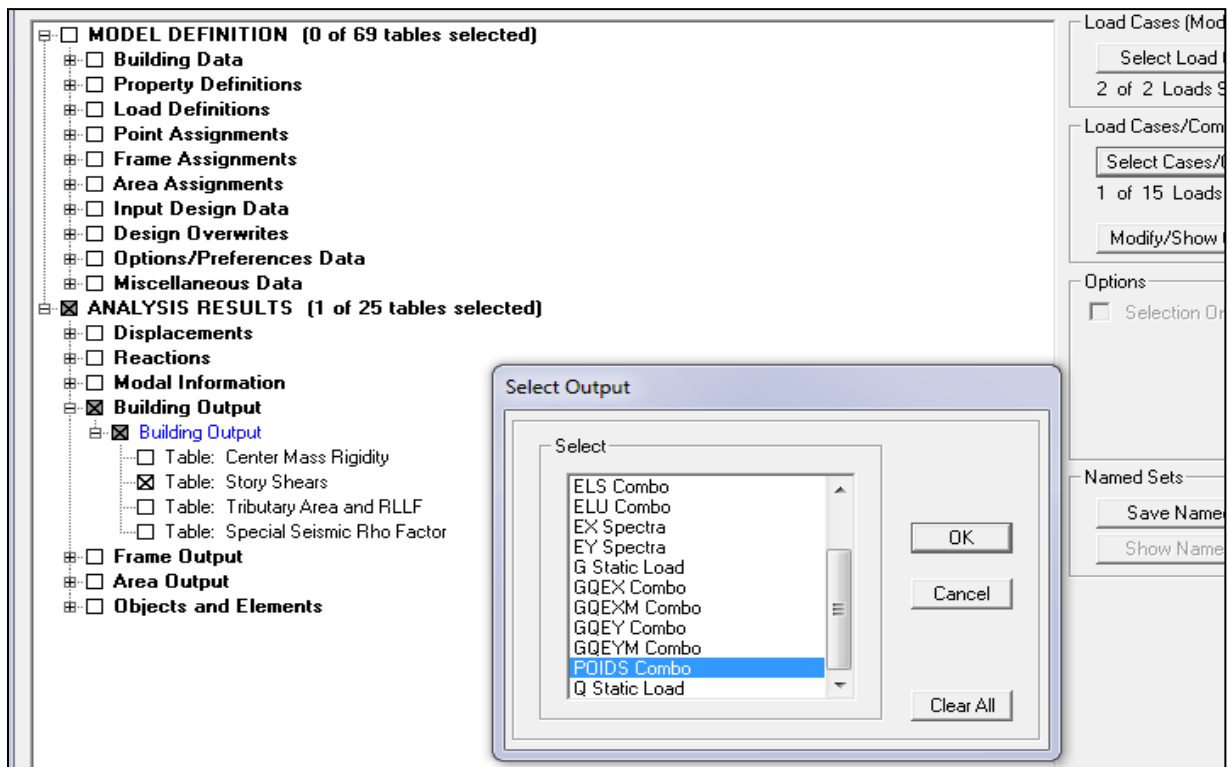


Figure V.3 : Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant :

Story Shears									
Edit View									
Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	E6-1	POIDS	Top	128,26	0,00	0,00	0,000	1442,897	-1122,253
	E6-1	POIDS	Bottom	140,51	0,00	0,00	0,000	1580,705	-1229,432
	E6	POIDS	Top	248,53	0,00	0,00	0,000	2949,833	-2250,203
	E6	POIDS	Bottom	290,03	0,00	0,00	0,000	3458,387	-2642,459
	E5	POIDS	Top	2142,48	0,00	0,00	0,000	23654,580	-11651,203
	E5	POIDS	Bottom	2658,00	0,00	0,00	-0,004	29366,617	-14618,535
	E4	POIDS	Top	4328,38	0,00	0,00	-0,004	47120,111	-22393,946
	E4	POIDS	Bottom	4843,89	0,00	0,00	-0,006	52832,150	-25361,186
	E3	POIDS	Top	6514,27	0,00	0,00	-0,006	70585,643	-33136,597
	E3	POIDS	Bottom	7094,14	0,00	0,00	-0,008	77021,613	-36441,609
	E2	POIDS	Top	8764,52	0,00	0,00	-0,008	94775,107	-44217,020
	E2	POIDS	Bottom	9344,38	0,00	0,00	-0,010	101211,074	-47522,026
	E1	POIDS	Top	11014,76	0,00	0,00	-0,010	118964,567	-55297,437
	E1	POIDS	Bottom	11667,56	0,00	0,00	-0,010	126221,004	-58985,391
	RDC	POIDS	Top	13132,75	0,00	0,00	-0,010	142476,103	-66086,704
	RDC	POIDS	Bottom	13940,75	0,00	0,00	-0,011	151457,859	-70651,691

Figure V.4: Tableau des valeurs du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour **SS-Bottom**

Donc :

$$W = 13940,75 \text{ KN}$$

**E) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R**

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

Déroulement de la méthode :

**A) Forces horizontales dans le sens X-X :**

Pour trouver la totalité des forces horizontales (sismiques), on procède comme suit :

**Display → Show Tables → Building Output → Story Shears**

On sélectionne **Ex** dans le volet combinaisons.

Pour trouver les forces horizontales reprises par les poteaux, on sélectionne les poteaux du premier niveau (sous-sol), et on procède à l’affichage des résultats comme suit :

**Display → Show Tables → Frame forces → Column forces**

On sélectionne **Ex** dans le volet combinaison.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
E1	GQEYY MIN	Bottom	13227,43	-576,99	-1158,20	-4962,152	130187,367	-71809,920
RDC	G	Top	12680,73	0,00	0,00	-0,010	137889,496	-64036,728
RDC	G	Bottom	13488,73	0,00	0,00	-0,010	146871,259	-68601,723
RDC	Q	Top	2260,12	0,00	0,00	-0,003	22933,036	-10249,880
RDC	Q	Bottom	2260,12	0,00	0,00	-0,003	22933,005	-10249,837
RDC	EX	Top	0,00	1079,70	606,65	11311,759	5770,730	10341,892
RDC	EX	Bottom	0,00	1079,70	606,65	11311,764	7823,745	14026,928
RDC	EY	Top	0,00	606,65	1226,45	5303,972	11644,039	5795,480
RDC	EY	Bottom	0,00	606,65	1226,45	5303,975	15770,698	7848,562
RDC	ELS	Top	14940,84	0,00	0,00	-0,013	160822,532	-74286,608
RDC	ELS	Bottom	15748,85	0,00	0,00	-0,013	169804,263	-78851,560
RDC	ELU	Top	20509,15	0,00	0,00	-0,018	220550,374	-101824,403
RDC	ELU	Bottom	21599,96	0,00	0,00	-0,018	232675,706	-107987,082
RDC	POIDS	Top	13132,75	0,00	0,00	-0,010	142476,103	-66086,704
RDC	POIDS	Bottom	13940,75	0,00	0,00	-0,011	151457,859	-70651,691
RDC	08GEX MAX	Top	10144,58	1079,70	606,65	11311,751	116082,327	-40887,491
RDC	08GEX MAX	Bottom	10790,98	1079,70	606,65	11311,756	125320,752	-40854,450
RDC	08GEX MIN	Top	10144,58	-1079,70	-606,65	-11311,767	104540,866	-61571,274
RDC	08GEX MIN	Bottom	10790,98	-1079,70	-606,65	-11311,772	109673,283	-68988,283

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3			
RDC	C1	EX	0	494,74	2,46	3,03	0,802	11,533	20,023			
RDC	C1	EX	1,595	494,74	2,46	3,03	0,802	6,682	16,081			
RDC	C1	EX	3,19	494,74	2,46	3,03	0,802	1,876	12,076			
RDC	C2	EX	0	55,69	4,18	4,14	0,802	12,842	19,805			
RDC	C2	EX	1,595	55,69	4,18	4,14	0,802	6,187	13,076			
RDC	C2	EX	3,19	55,69	4,18	4,14	0,802	0,746	6,277			
RDC	C3	EX	0	36,29	3,51	3,73	0,802	12,37	16,608			
RDC	C3	EX	1,595	36,29	3,51	3,73	0,802	6,367	10,942			
RDC	C3	EX	3,19	36,29	3,51	3,73	0,802	0,682	5,213			
RDC	C4	EX	0	24,83	2,87	4,11	0,802	12,811	13,569			
RDC	C4	EX	1,595	24,83	2,87	4,11	0,802	6,199	8,952			
RDC	C4	EX	3,19	24,83	2,87	4,11	0,802	0,783	4,303			
RDC	C5	EX	0	389,32	2,28	2,14	0,802	10,476	10,653			
RDC	C5	EX	1,595	389,32	2,28	2,14	0,802	7,083	7,023			
RDC	C5	EX	3,19	389,32	2,28	2,14	0,802	3,722	3,434			
RDC	C6	EX	0	493,72	1,86	2,17	0,802	10,465	7,92			
RDC	C6	EX	1,595	493,72	1,86	2,17	0,802	7,097	5,174			
RDC	C6	EX	3,19	493,72	1,86	2,17	0,802	3,914	2,916			
RDC	C7	EX	0	474,64	2,72	1,91	0,802	8,477	20,323			
RDC	C7	EX	1,595	474,64	2,72	1,91	0,802	5,469	15,968			
RDC	C7	EX	3,19	474,64	2,72	1,91	0,802	2,591	11,543			

Figure V.5: Tableau des forces horizontales dans le sens X-X

- Forces horizontales totales : **1079.70 KN → 100%**
- Forces verticales reprises par les poteaux : **243.24 KN → X**

$$X = \frac{243.24 \times 100}{1079.70} = 22.52 \%$$

On déduit que les poteaux reprennent 22.52 % des forces horizontales dans le sens X-X.

**B) Forces horizontales dans le sens Y-Y :**

On suit les mêmes étapes précédentes, en remplaçant Ex par Ey lors du choix de la combinaison.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3			
RDC	C1	EX	0	494,74	2,46	3,03	0,802	11,533	20,023			
RDC	C1	EX	1,595	494,74	2,46	3,03	0,802	6,682	16,081			
RDC	C1	EX	3,19	494,74	2,46	3,03	0,802	1,876	12,076			
RDC	C2	EX	0	55,69	4,18	4,14	0,802	12,842	19,805			
RDC	C2	EX	1,595	55,69	4,18	4,14	0,802	6,187	13,076			
RDC	C2	EX	3,19	55,69	4,18	4,14	0,802	0,746	6,277			
RDC	C3	EX	0	36,29	3,51	3,73	0,802	12,37	16,608			
RDC	C3	EX	1,595	36,29	3,51	3,73	0,802	6,367	10,942			
RDC	C3	EX	3,19	36,29	3,51	3,73	0,802	0,682	5,213			
RDC	C4	EX	0	24,83	2,87	4,11	0,802	12,811	13,569			
RDC	C4	EX	1,595	24,83	2,87	4,11	0,802	6,199	8,952			
RDC	C4	EX	3,19	24,83	2,87	4,11	0,802	0,783	4,303			
RDC	C5	EX	0	389,32	2,28	2,14	0,802	10,476	10,653			
RDC	C5	EX	1,595	389,32	2,28	2,14	0,802	7,083	7,023			
RDC	C5	EX	3,19	389,32	2,28	2,14	0,802	3,722	3,434			
RDC	C6	EX	0	493,72	1,86	2,17	0,802	10,465	7,92			
RDC	C6	EX	1,595	493,72	1,86	2,17	0,802	7,097	5,174			
RDC	C6	EX	3,19	493,72	1,86	2,17	0,802	3,914	2,916			
RDC	C7	EX	0	474,64	2,72	1,91	0,802	8,477	20,323			
RDC	C7	EX	1,595	474,64	2,72	1,91	0,802	5,469	15,968			
RDC	C7	EX	3,19	474,64	2,72	1,91	0,802	2,591	11,543			

Figure V.6: Tableau des forces horizontales dans le sens Y-Y

- Forces horizontales totales : **1226.45 KN → 100%**
- Forces verticales reprises par les poteaux : **173.25 KN → X**

$$X = \frac{173.25 \times 100}{1226.45} = 14.12 \%$$

On déduit que les poteaux reprennent 14.12 % des forces horizontales dans le sens Y-Y.

**C) Forces verticales**

Pour afficher la **totalité des forces verticales** à la base, on procède à la création d'une sélection virtuelle « section cut » comme suit :

- Sélectionner tous les éléments à la base ;
- Afficher les résultats tableau : **Display → Show tables → Support Reactions**, en sélectionnant la combinaison **ELS** (qui regroupe **G + Q**).

Story	Point	Y Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ					
BASE	1 ELS	-0,99	3,92	425,14	-4,345	-0,019	0,021						
BASE	2 ELS	1,32	0,65	617,03	-0,717	1,813	0,021						
BASE	3 ELS	1,69	-0,28	687,41	0,363	2,176	0,021						
BASE	4 ELS	1,61	-0,52	658,17	0,642	2,027	0,021						
BASE	5 ELS	0,67	-4,24	424,6	1,94	0,854	0,021						
BASE	6 ELS	3,73	-3,73	670,88	1,968	1,11	0,021						
BASE	7 ELS	2,39	6,83	496,46	-7,63	1,207	0,021						
BASE	8 ELS	0,06	1	782,89	-1,172	0,352	0,021						
BASE	9 ELS	-0,07	-0,57	807,98	0,655	0,143	0,021						
BASE	10 ELS	-0,17	-0,03	784,86	0,023	-0,038	0,021						
BASE	11 ELS	0,22	0,41	786,14	-0,49	0,348	0,021						
BASE	12 ELS	3,68	-7,2	503,77	8,269	0,998	0,021						
BASE	13 ELS	-2,78	6,77	517,41	-7,627	-0,659	0,021						
BASE	14 ELS	-0,28	1,03	773,11	-1,257	-0,035	0,021						
BASE	15 ELS	-0,23	-3,23	690,71	3,685	-0,046	0,021						
BASE	16 ELS	-1,13	-0,01	438,71	-0,042	-1,15	0,021						
BASE	17 ELS	-0,23	3,44	680,73	-4,05	-0,178	0,021						
BASE	18 ELS	0,23	-7,78	592,62	8,961	0,297	0,021						
BASE	19 ELS	-0,4	7,66	722,47	-5,439	0,267	0,021						
BASE	20 ELS	-0,63	5,04	584,98	-0,925	-0,299	0,021						
BASE	21 ELS	-0,46	-3,17	342,28	3,563	-0,316	0,021						

- **Figure V.7: Tableau des forces verticales à la base**

- Pour afficher les forces verticales **reprises par les poteaux**, on sélectionne les poteaux du premier niveau (sous-sol) et on cherche à afficher les forces Fz reprises à l'ELS comme suit : **Display → Show tables → Columns forces**, avec la combinaison **ELS**.

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	
7 RDC	C1	ELS		0	-288,87	0,06	-3,65	-0,021	-4,183	-0,28
8 RDC	C1	ELS	1,595		-280,8	0,06	-3,65	-0,021	1,639	-0,368
9 RDC	C1	ELS	3,19		-272,72	0,06	-3,65	-0,021	7,452	-0,453
15 RDC	C2	ELS		0	-617,03	-1,32	-0,65	-0,021	-0,717	-1,813
16 RDC	C2	ELS	1,595		-608,96	-1,32	-0,65	-0,021	0,326	0,296
17 RDC	C2	ELS	3,19		-600,88	-1,32	-0,65	-0,021	1,366	2,402
13 RDC	C3	ELS		0	-687,41	-1,69	0,28	-0,021	0,363	-2,176
14 RDC	C3	ELS	1,595		-679,33	-1,69	0,28	-0,021	-0,083	0,524
15 RDC	C3	ELS	3,19		-671,26	-1,69	0,28	-0,021	-0,528	3,217
11 RDC	C4	ELS		0	-658,17	-1,61	0,52	-0,021	0,642	-2,027
12 RDC	C4	ELS	1,595		-650,1	-1,61	0,52	-0,021	-0,189	0,554
13 RDC	C4	ELS	3,19		-642,02	-1,61	0,52	-0,021	-1,017	3,128
19 RDC	C5	ELS		0	-231,66	-0,59	0,21	-0,021	0,285	-0,78
20 RDC	C5	ELS	1,595		-223,59	-0,59	0,21	-0,021	-0,053	0,167
21 RDC	C5	ELS	3,19		-215,51	-0,59	0,21	-0,021	-0,392	1,114
07 RDC	C6	ELS		0	-183,95	-0,05	0,08	-0,021	0,135	-0,085
08 RDC	C6	ELS	1,595		-175,87	-0,05	0,08	-0,021	0,003	-0,005
09 RDC	C6	ELS	3,19		-167,8	-0,05	0,08	-0,021	-0,128	0,074
25 RDC	C7	ELS		0	-323,52	-0,12	-6,31	-0,021	-7,321	-0,478
26 RDC	C7	ELS	1,595		-315,44	-0,12	-6,31	-0,021	2,76	-0,293
27 RDC	C7	ELS	3,19		-307,37	-0,12	-6,31	-0,021	12,825	-0,107

Figure V.8 : Tableau des forces verticales reprise par les poteaux

- Forces verticales totales : **14142.08 KN → 100%**
- Forces verticales reprises par les poteaux : **33789.07/3 KN → X**

$$X = \frac{11263.02 \times 100}{14142.08} = 79.64 \%$$

On déduit que les poteaux reprennent **79.64 %** des forces verticales.

**Conclusion**

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles > 20%, soit **20.36 %**

D'après l'article 3.4 du **RPA 99 version 2003**, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de portiques contreventés par des voiles, dont le coefficient de comportement **R = 4**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
<b>1a</b>	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	<b>5</b>
<b>1a</b>	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	<b>3.5</b>
<b>2</b>	Voiles porteurs	<b>3.5</b>
<b>3</b>	Noyau	<b>3.5</b>
<b>4a</b>	Mixte portiques/voiles avec interaction	<b>5</b>
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	<b>4</b>
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	<b>2</b>
<b>6</b>	Pendule inverse	<b>2</b>

Tableau 16 : valeurs du coefficient de comportement R

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA99.V2003)	Sens X		Sens Y	
<b>Coefficient</b>	<b>A</b>	0.15	<b>A</b>	0.15
	<b>D</b>	1.9	<b>D</b>	1.9
	<b>Q</b>	1.15	<b>Q</b>	1.15
	<b>W</b>	13940,75	<b>W</b>	13940,75
	<b>R</b>	4	<b>R</b>	4
<b>Forces sismiques V (KN)</b>	<b>1142.2</b>		<b>1142.2</b>	

Tableau 17 : Les valeurs des forces sismiques dans les deux sens X et Y

➤ **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS**

En procédant par les étapes suivantes :

**Display** → **Show tables** → on selection **Building Modal Information** → **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

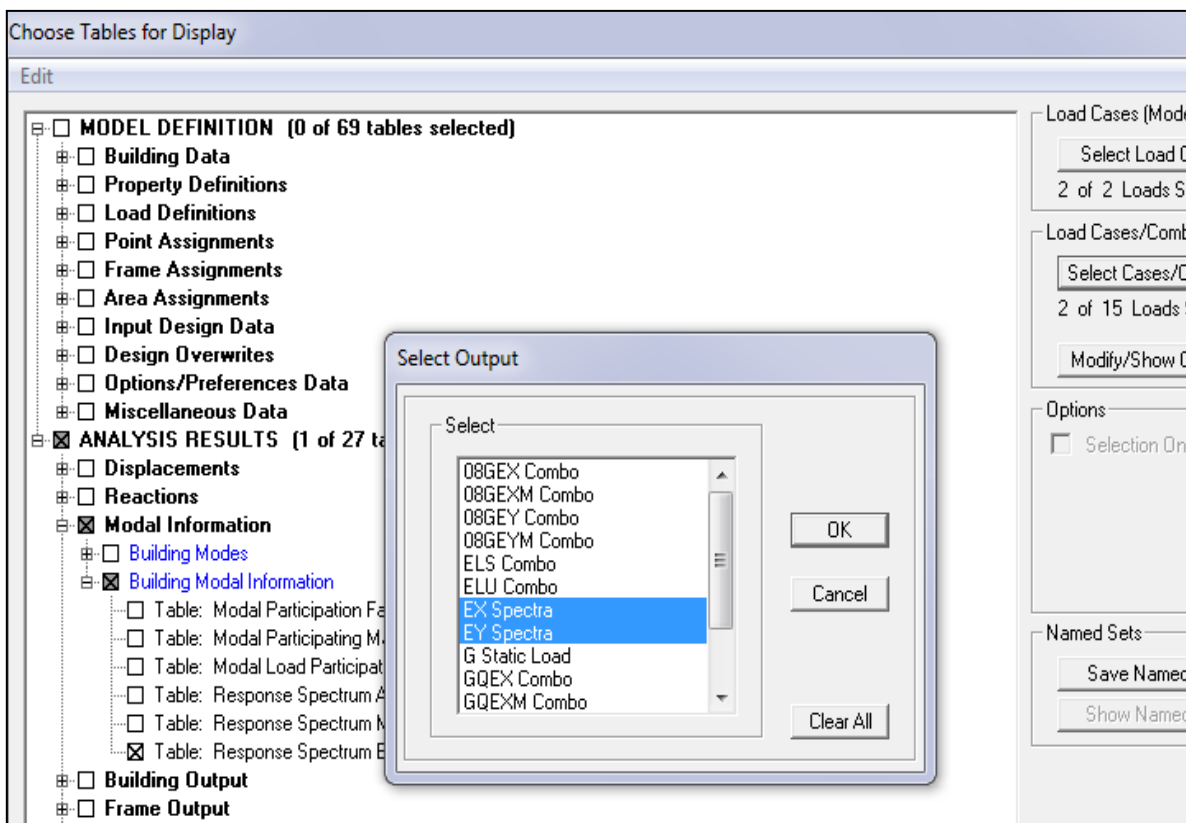


Figure V.9 : Extraction du l'effort tranchant sur ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
E4	EY	Bottom	0,00	339,56	683,28	2932,924	3207,187	1591,2
E3	EX	Top	0,00	782,10	438,74	8093,779	1569,097	2729,2
E3	EX	Bottom	0,00	782,10	438,74	8093,829	2785,778	4927,4
E3	EY	Top	0,00	440,07	882,57	3780,363	3207,187	1591,2
E3	EY	Bottom	0,00	440,07	882,57	3780,395	5660,579	2809,8
E2	EX	Top	0,00	924,80	516,92	9509,624	2785,778	4927,4
E2	EX	Bottom	0,00	924,80	516,92	9509,671	4204,239	7507,8
E2	EY	Top	0,00	517,85	1039,12	4424,847	5660,579	2809,8
E2	EY	Bottom	0,00	517,85	1039,12	4424,875	8506,762	4228,5
E1	EX	Top	0,00	1024,90	575,89	10628,203	4204,239	7507,8
E1	EX	Bottom	0,00	1024,90	575,89	10628,235	5770,730	10341,8
E1	EY	Top	0,00	576,99	1158,20	4962,121	8506,762	4228,5
E1	EY	Bottom	0,00	576,99	1158,20	4962,140	11644,039	5795,4
RDC	EX	Top	0,00	1079,70	606,65	11311,759	5770,730	10341,8
RDC	EX	Bottom	0,00	1079,70	606,65	11311,764	7823,745	14026,9
RDC	EY	Top	0,00	606,65	1226,45	5303,972	11644,039	5795,4
RDC	EY	Bottom	0,00	606,65	1226,45	5303,975	15770,698	7848,9

Figure V.10 : tableau des valeurs de l'effort tranchant sur ETABS.

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :  $V_x = 1079,70 \text{ KN}$

$V_y = 1226,45 \text{ KN}$

Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
<b>Sens (X-X)</b>	1142.2	913.76	<b>1079,70</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sens (Y-Y)</b>	1142.2	913.76	<b>1226,45</b>	<b>Condition vérifiée</b>

Tableau 18 : Comparaison des résultats des forces sismiques suivant X et Y

### V.1.3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 du RPA 2003)

On doit satisfaire la condition suivante :  $v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

$N_d$  : Effort normal.

$B$  : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

- Pour les poteaux 45x45

$$N_d = 666.82 \text{ KN}$$

$$V = \frac{666.82 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.13 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Pour les poteaux 40x40

$$N_d = 396.19 \text{ KN}$$

$$V = \frac{396.19 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.09 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Pour les poteaux 35x35

$$N_d = 150.69 \text{ KN}$$

$$V = \frac{150.69 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.049 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### V.1.4. Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau ( $K$ ) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \quad (\text{formule 4.19 de RPA 2003})$$

$\delta_{ek}$  : déplacement absolu dû aux forces sismiques  $F_i$

$R$  : coefficient de comportement.

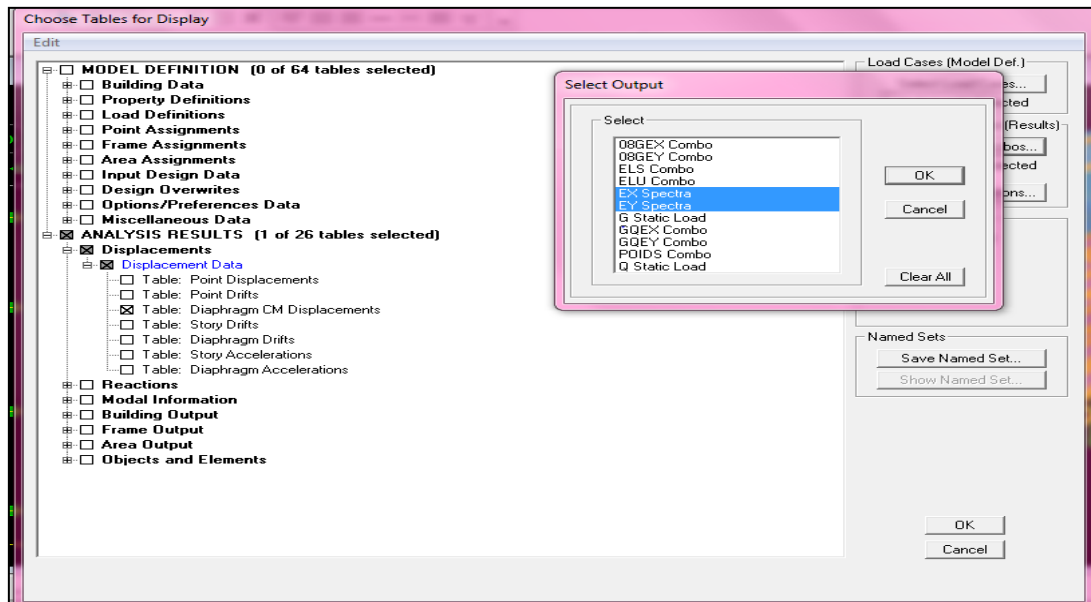
Le déplacement relatif au niveau ( $K$ ) par rapport au niveau ( $K-1$ ) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4.20 de RPA 2003})$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display → show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**Figure V.13 : Extraction des déplacements relatifs sur ETABS.**

Ensuite :

**ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex et EY** en cliquant sur :

**Select cases/combos... → on click 2 fois sur OK**

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	E6-1	D8	EX	0,0077	0,0029	0,0000	0,00000	0,00000	0,00026
	E6	D7	EX	0,0071	0,0026	0,0000	0,00000	0,00000	0,00025
	E5	D6	EX	0,0071	0,0033	0,0000	0,00000	0,00000	0,00025
	E4	D5	EX	0,0059	0,0027	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022
	E3	D4	EX	0,0046	0,0021	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
	E2	D3	EX	0,0032	0,0015	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
	E1	D2	EX	0,0018	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	RDC	D1	EX	0,0007	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	BASE	D1	EX	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Figure V.13 : tableaux des déplacements sous l'action EX

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	E6-1	D8	EY	0,0036	0,0052	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	E6	D7	EY	0,0033	0,0050	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	E5	D6	EY	0,0033	0,0047	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	E4	D5	EY	0,0027	0,0039	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	E3	D4	EY	0,0021	0,0029	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	E2	D3	EY	0,0015	0,0020	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	E1	D2	EY	0,0008	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	RDC	D1	EY	0,0003	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	BASE	D1	EY	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Figure V.14 : Déplacements absolu sous l'action EY

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Story	Diaphragme	Load	$U_X(m)$	$\frac{\Delta_k - \delta_k}{k - \delta_k}$	Load	$U_Y(m)$	$\frac{\Delta_k - \delta_k}{k - \delta_k}$	1% h(m)	Condition
E7	D8	EX	0.0077	0.0006	EY	0.0052	0.0002	0.01	CV
E6	D7	EX	0.0071	0.00	EY	0.0050	0.0003	0.01	CV
E5	D6	EX	0.0071	0.0012	EY	0.0047	0.0008	0.0286	CV
E4	D5	EX	0.0059	0.0013	EY	0.0039	0.001	0.0286	CV
E3	D4	EX	0.0046	0.0014	EY	0.0029	0.0009	0.0286	CV
E2	D3	EX	0.0032	0.0018	EY	0.0020	0.0009	0.0286	CV
E1	D2	EX	0.0018	0.0011	EY	0.0011	0.0007	0.0286	CV
RDC	D1	EX	0.0007	0.0007	EY	0.0004	0.0004	0.0354	CV

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

### V.1.5. Vérifications De l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » ( $\Delta$ ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec :

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau (k).

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$h_k$ : hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à  $(\frac{1}{1-\theta_k})$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	poids	Sens X-X (sous Ex)				Sens Y-Y (sous Ey)			
		$\Delta k_x$ [m]	$V_x$ [KN]	$V_x \times h$	$\Theta_x$	$\Delta k_y$ [m]	$V_y$ [KN]	$V_y \times h$	$\Theta_y$
ÉT 7	140.51	0.0006	25.44	25.44	0.003	0.0002	39.93	39.93	0.0007
ÉT 6	290.03	0.0	43.74	43.74	0.00	0.0003	58.85	58.85	0.0014
ÉT 5	2658.00	0.0012	345.61	988.45	0.0032	0.0008	415.12	1186.9	0.0017
ÉT 4	4843.89	0.0013	590.95	1690.11	0.0037	0.001	683.28	1954.18	0.0024
ÉT 3	7094.14	0.0014	782.10	2236.8	0.0044	0.0009	882.57	2524.15	0.0025
ÉT 2	9344.38	0.0018	924.80	2644.93	0.0063	0.0009	1039.12	2971.88	0.0028
ÉT 1	11667.56	0.0011	1024.90	2931.21	0.0043	0.0007	1158.2	3312.45	0.0024
RDC	13940.75	0.0007	1079.70	3822.13	0.0025	0.0004	1226.45	4341.63	0.0012

Tableau 19 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

### Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\Theta \leq 0.1$ .

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants  $V_x$  et  $V_y$  et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

- Pour  $V_x$

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table : Story Shears → on définit la combinaison Ex en cliquant sur : 2 fois OK

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	E6-1	EX	Top	0,00	25,44	19,90	300,504	0,000	0,000
	E6-1	EX	Bottom	0,00	25,44	19,90	300,504	19,917	25,485
	E6	EX	Top	0,00	43,74	28,74	558,111	19,917	25,485
	E6	EX	Bottom	0,00	43,74	28,74	558,122	48,152	68,831
	E5	EX	Top	0,00	345,61	205,77	3664,518	48,152	68,831
	E5	EX	Bottom	0,00	345,61	205,77	3664,567	618,439	1054,649
	E4	EX	Top	0,00	590,95	337,24	6213,750	618,439	1054,649
	E4	EX	Bottom	0,00	590,95	337,24	6213,788	1569,097	2729,275
	E3	EX	Top	0,00	782,10	438,74	8093,779	1569,097	2729,275
	E3	EX	Bottom	0,00	782,10	438,74	8093,829	2785,778	4927,458
	E2	EX	Top	0,00	924,80	516,92	9509,624	2785,778	4927,458
	E2	EX	Bottom	0,00	924,80	516,92	9509,671	4204,239	7507,853
	E1	EX	Top	0,00	1024,90	575,89	10628,203	4204,239	7507,853
	E1	EX	Bottom	0,00	1024,90	575,89	10628,235	5770,730	10341,892
	RDC	EX	Top	0,00	1079,70	606,65	11311,759	5770,730	10341,892
	RDC	EX	Bottom	0,00	1079,70	606,65	11311,764	7823,745	14026,928

OK

Figure V.15 : Déplacements absolu sous l'action EX

- Pour Vy

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	E6-1	EY	Top	0,00	26,58	34,93	215,871	0,000	0,000
	E6-1	EY	Bottom	0,00	26,58	34,93	215,871	34,964	26,600
	E6	EY	Top	0,00	35,07	58,85	368,547	34,964	26,600
	E6	EY	Bottom	0,00	35,07	58,85	368,557	93,352	60,976
	E5	EY	Top	0,00	208,59	415,12	1752,855	93,352	60,976
	E5	EY	Bottom	0,00	208,59	415,12	1752,885	1273,651	638,733
	E4	EY	Top	0,00	339,56	683,28	2932,900	1273,651	638,733
	E4	EY	Bottom	0,00	339,56	683,28	2932,924	3207,187	1591,271
	E3	EY	Top	0,00	440,07	882,57	3780,363	3207,187	1591,271
	E3	EY	Bottom	0,00	440,07	882,57	3780,395	5660,579	2809,897
	E2	EY	Top	0,00	517,85	1039,12	4424,847	5660,579	2809,897
	E2	EY	Bottom	0,00	517,85	1039,12	4424,875	8506,762	4228,525
	E1	EY	Top	0,00	576,99	1158,20	4962,121	8506,762	4228,525
	E1	EY	Bottom	0,00	576,99	1158,20	4962,140	11644,039	5795,480
	RDC	EY	Top	0,00	606,65	1226,45	5303,972	11644,039	5795,480
	RDC	EY	Bottom	0,00	606,65	1226,45	5303,975	15770,698	7848,562

OK

Figure V.16 : Déplacements absolu sous l'action EY

## - Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	E6-1	POIDS	Top	128,26	0,00	0,00	0,000	1442,897	-1122,253
	E6-1	POIDS	Bottom	140,51	0,00	0,00	0,000	1580,705	-1229,432
	E6	POIDS	Top	248,53	0,00	0,00	0,000	2949,833	-2250,203
	E6	POIDS	Bottom	290,03	0,00	0,00	0,000	3458,387	-2642,459
	E5	POIDS	Top	2142,48	0,00	0,00	0,000	23654,580	-11651,203
	E5	POIDS	Bottom	2658,00	0,00	0,00	-0,004	29366,617	-14618,535
	E4	POIDS	Top	4328,38	0,00	0,00	-0,004	47120,111	-22393,946
	E4	POIDS	Bottom	4843,89	0,00	0,00	-0,006	52832,150	-25361,186
	E3	POIDS	Top	6514,27	0,00	0,00	-0,006	70585,643	-33136,597
	E3	POIDS	Bottom	7094,14	0,00	0,00	-0,008	77021,613	-36441,609
	E2	POIDS	Top	8764,52	0,00	0,00	-0,008	94775,107	-44217,020
	E2	POIDS	Bottom	9344,38	0,00	0,00	-0,010	101211,074	-47522,026
	E1	POIDS	Top	11014,76	0,00	0,00	-0,010	118964,567	-55297,437
	E1	POIDS	Bottom	11667,56	0,00	0,00	-0,010	126221,004	-58985,391
	RDC	POIDS	Top	13132,75	0,00	0,00	-0,010	142476,103	-66086,704
	RDC	POIDS	Bottom	13940,75	0,00	0,00	-0,011	151457,859	-70651,691

Figure V.17 : Déplacements absolu sous le poids

## ➤ Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis des charges sismiques. Il ya donc lieu de passer au ferrailage des différents éléments structuraux

## VI.1 Ferrailage des poteaux

### VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
  - Effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et moment correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ).
  - Effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ).
  - Moment fléchissant maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{cor}}$ ).
- Les caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

Situation	$\theta$	Béton			Aciers		
		$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\gamma_s$	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

Tableau 20 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

### VI.1.2 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données D'après le **RPA 99 Version 2003** et **BAEL 91 modifié 99** comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon **BAEL91modifiée 99** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- Situation accidentelle (**article 5.2**) selon le **RPA99version 2003** :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

### VI.1.3 Recommandation du RPA 99version 2003

#### ▪ Armatures longitudinales

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1)** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :
  - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
  - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.008 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max} = 0.06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante $A_{\max}=0.04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49

Tableau 21 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est  $L_r = 40 \phi_L$  en zone IIa
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

Délimitation de la zone nodale :

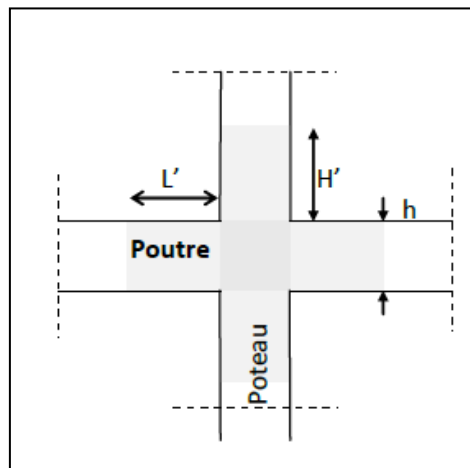


Figure VI.1 : zone nodale dans le poteau

- Les poteaux :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\}$$

- Les poteaux de l'étage 1 et de RDC (45x45) :

$$h' = \left\{ \frac{354}{6}; 50; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- Les poteaux des étages courants (2<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup>) (40x40) :

$$h' = \left\{ \frac{286}{6}; 40, 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- Les poteaux des étages courants (3<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup>) (35x35) :

$$h' = \left\{ \frac{286}{6}; 40; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

▪ Les poutres :

- Les poutres principales (35x30) :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- Les poutres secondaires (25x30) :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

VI.1.4 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et un moment fléchissant  $M_f$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

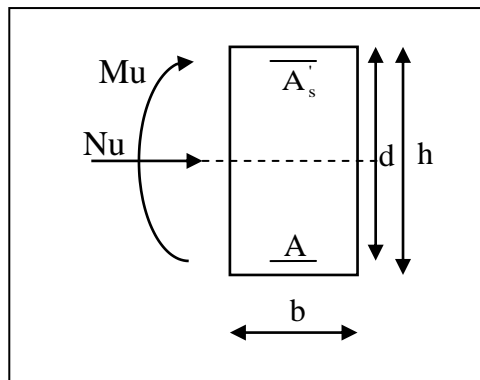


Figure VI.2 : Section de ferraillage

a. Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right. \text{ Avec : } M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Avec :

$M_f$  : Moment fictif

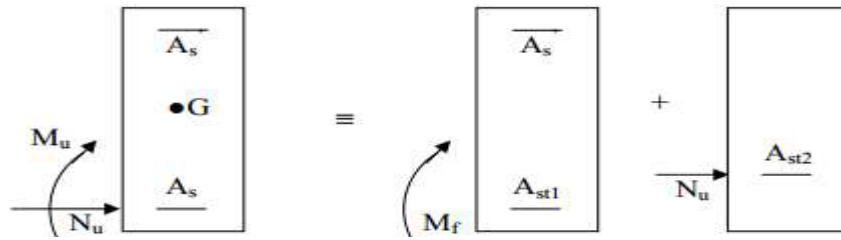


Figure VI.3 : Section partiellement comprimée (S.P.C)

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}} = 14.2 \text{ MPa}$$

- Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392$  la section est simplement armée.

On détermine  $\beta$  du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si :  $A_s < 0$  donc :

$$A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Si :  $\mu \geq \mu_l = 0.392$  la section est doublement armée

On calcule :

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée (SDA)

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**b. Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

➤ **Exemple de calcul a l'ELU**

Pour les poteaux (45x45) :

$$N_u = 1946.79 \text{ KN} ; M_u = 83.307 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{83.307}{1946.79} = 0.043 \text{ m}$$

$$e_u = 4.3 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{ cm}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} ?$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

On a:

$$M_f = 83.307 + 1946.79 \left( \frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = 462.93 \text{ KN.m}$$

$$\left( 0.337 - 0.81x \frac{0.03}{0.45} \right) X 0.45X(0.45)^2 X 14.2 \cdot 10^3 = 366.2 \text{ KN.m}$$

$$N_u.(d - c') - M_f = 393.65 \text{ KN.m} < \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 366.2 \text{ KN.m} \rightarrow \text{(S.P.C)}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{462.93 \times 10^6}{450 \times 420^2 \times 14.2} = 0.327$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{(S.S.A) (As' = 0)}$$

$$\mu = 0.327 \rightarrow \beta = 0.794$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{462.93 \times 10^6}{0.794 \times 420 \times 348 \times 10^2} = 35.64 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 35.64 - \frac{1946.79 \times 10^3}{348 \cdot 10^2} = -20.81 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

- **Ferrailage des poteaux à l'ELU**

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que :

**Zone I :** Du RDC au 2<sup>ème</sup> étage ;

**Zone II :** Du 2<sup>ème</sup> étage au 3<sup>ème</sup> étage ;

**Zone III :** Du 4<sup>ème</sup> étage au 6<sup>ème</sup> étage ;

Donc :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \text{ et } A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1946.79(0.420 - 0.03) - 462.93}{45 \times 45 \times 14.2}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}}$$

$$\psi = 0.47$$

Donc :

$$A_1 = \frac{1946.79 - 100 \times 45 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348}$$

$$A_1 = -38.77 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_1 = 0 ; A_2 = 0$$

### Remarque

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : RDC, 1er et étage.
- **Zone II** : du 2ème et 3ème étage.
- **Zone III** : du 4ème au 6ème étage.

### ➤ Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel (**Socotec**). Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Combinaison	Effort normale N (KN)	Moment M (KN.m)	observation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> (Cm <sup>2</sup> )
Zone I (45x45)	ELU	N <sub>max</sub> = 1110.92	M <sub>corr</sub> = -0.199	SEC	0	0
	08GEYM	N <sub>min</sub> = 573.6	M <sub>corr</sub> = 2.365	SEC	0	0
	GEXM	N <sub>corr</sub> = -155.46	M <sub>max</sub> = 35.629	SPC	0	4.2
Zone I (40x40)	ELU	N <sub>max</sub> = 727.09	M <sub>corr</sub> = -1.363	SEC	0	0
	08GEYM	N <sub>min</sub> = 191.36	M <sub>corr</sub> = 0.93	SEC	0	0
	GQEX	N <sub>corr</sub> = -118.99	M <sub>max</sub> = 35.482	SPC	0	4.01
Zone I (35x35)	ELU	N <sub>max</sub> = 358.98	M <sub>corr</sub> = -1.302	SEC	0	0
	08GEYM	N <sub>min</sub> = 24.5	M <sub>corr</sub> = 2.646	SEC	0	0
	GQEX	N <sub>corr</sub> = -37.76	M <sub>max</sub> = 33.804	SPC	0	3.2

**Tableau 22 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal**

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A<sub>s</sub> correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99/modifiée2003**) en zone IIa.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
RDC -1étage	(45x45)	0	4.2	16.2	16.08	4HA16 + 4HA16
2étage – 3étage	(40x40)	0	4.01	12.8	14.2	4HA16 + 4HA14
4étage – 6étage	(35x35)	0	3.2	9.8	10.68	4HA14 + 4HA12

Tableau 23 : Les sections d'armatures longitudinales des poteaux

- **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des Armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)**

- **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

- **Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{16}{3} = 5.33$$

Soit:  $\phi_t > 8mm$

Avec :

$\phi_l$ : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

**A<sub>t</sub>** : armatures transversales

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul

**H<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales

- **Espacement des armatures transversales « S<sub>t</sub> » Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :  
 Dans la zone nodale

$$St \leq \min (10\phi_1; 15cm) \quad \text{longitudinale}$$

$$St \leq \min (10 \times 1.2; 15cm) = \min (12; 15 cm) \rightarrow St = 10 cm$$

Dans la zone courante

$$St \leq 15 \phi_1$$

$$St \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1.2 = 18 cm \rightarrow S_t = 15 cm$$

Avec :

$\phi_1 = 12mm$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

**Conclusion**

On adopte :

$$St = 10 cm \text{ en zone nodale}$$

$$St = 15 cm \text{ en zone courante}$$

- **Coefficient correcteur ( $\rho$ )** : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

- **Calcul d'élancement géométrique :**

SECTION DES POTEAUX (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> = 0.7L <sub>0</sub> (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$
(45x45)	3.54	2.478	5.50
(45x45)	2.86	2.002	4.44
(40x40)	2.86	2.002	5.005
(35x35)	2.86	2.002	5.72

Tableau 24 : Les valeurs de l'élancement géométrique  $\lambda_g$

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
RDC, 1er étage	Zone I (45x45)	22.14	16.04
Du 2ème au 3ème étage	Zone II (40x40)	19.16	13.9
du 4ème au 6ème étage.	Zone III (35x35)	39.39	28.8

Tableau 25 : L'Effort tranchant max à l'ELU et l'ELS

- Poteau (35×35) :

$$\lambda_g = 5.72 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

**Vu** : L'effort tranchant max

$$V_u = 39.39 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 39.39}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 70.33 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 39.39}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 105.5 \text{ mm}^2$$

- Poteau (40×40)

$$\lambda_g = 5.005 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$V_u = 19.16 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 19.16}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 29.94 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 19.16}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 44.9 \text{ mm}^2$$

- Poteau (45×45)

$$\lambda_g = 4.44 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$V_u = 22.14 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 22.14}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 46.125 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 22.14}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 69.187 \text{ mm}^2$$

- Poteau (45×45)

$$\lambda_g = 5.5 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$V_u = 22.14 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 22.14}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 30.75 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 22.14}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 46.125 \text{ mm}^2$$

VI.1.5 Vérifications à l'ELU

A) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

- si  $\lambda_g \geq 5$  la quantité d'armatures transversale est **0.3%**
- si  $\lambda_g < 3$  la quantité d'armatures transversale est **0.8%**
- si  $3 \leq \lambda_g < 5$  la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

Poteaux	$\lambda_g$	$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ (%)	Zones	$A_{min} = 0.3\% \times b \times S_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choi}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(45x45) RDC	5.5	0.3%	nodale	1.35	0.30	4Ø8 = 2.01	CV
			courante	2.025	0.46	4Ø8 = 2.01	CV
(45x45) étages 1	4.44	0.38%	nodale	1.35	0.46	4Ø8 = 2.01	CV
			courante	2.025	0.69	4Ø8 = 2.01	CV
(40x40) étages 2 et 3	5.005	0.3%	nodale	1.2	0.30	4Ø8 = 2.01	CV
			courante	1.8	0.45	4Ø8 = 2.01	CV
(35x35) Étage 3 et 6	5.72	0.3%	nodale	1.05	0.70	4Ø8 = 2.01	CV
			courante	1.575	1.05	4Ø8 = 2.01	CV

Tableau 26 : Sections des armatures transversales

B) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi_1$

- Pour les HA12 :  $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$
- Pour les HA14 :  $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- Pour les HA16 :  $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

C) Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

- Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

- Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

- Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)**

On doit vérifier que :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

poteaux	$V_u$	B	H	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_b$	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
(45x45) RDC	22.14	45	45	5.5	0.075	0.011	1.875	<b>CV</b>
(45x45) 1 <sup>er</sup> étage	22.14	45	45	4.44	0.04	0.011	1	<b>CV</b>
(40x40) du 2 <sup>ème</sup> au 3 <sup>ème</sup> étage	19.19	40	40	5.005	0.075	0.012	1.875	<b>CV</b>
(35x35) du 4 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage	39.39	35	35	5.72	0.075	0.035	1.875	<b>CV</b>

Tableau 27 : Vérification au cisaillement

## VI.1.6 Vérification à L'ELS

## A) Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

## B) Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec :

$A_{min}$  : section minimale d'aciers tendus

$f_{t28}$  : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers

$e_s$  : excentricité de l'effort normal à l'ELS

$d$  : hauteur utile

$A_s$  : la section d'armature longitudinale adopté.

## C) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

**Remarque**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

-Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Les résultats sont donnés par le logiciel SOCOTEC comme suit :

Section	Effort normal $N_s$ (KN)	Moment $M_s$ (KN.m)	$e_s$ (cm)	$A_{min}$	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	observation
<b>Zone I</b> <b>(45x45)</b>	$N_{max}=807.98$	$M_{corr}= 0.655$	0.08	5.64	<b>16.08</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}=107.22$	$M_{corr}= 0.019$	0.017	7.28		
	$N_{corr}= -510.28$	$M_{max}= 25.006$	4.9	11.3		
<b>Zone II</b> <b>(40x40)</b>	$N_{max}= 528.98$	$M_{corr}= 1.511$	0.285	4.5	<b>14.2</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}= 60.2$	$M_{corr}= 0.177$	0.29	4.51		
	$N_{corr}= -71.71$	$M_{max}= 19.124$	26.66	0.886		
<b>Zone III</b> <b>(35x35)</b>	$N_{max}= 261.57$	$M_{corr}= 51.515$	0.58	3.54	<b>10.68</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}= 8.66$	$M_{corr}= -0.121$	1.4	3.93		
	$N_{corr}= -23.61$	$M_{max}= 18.897$	80	1.2		

Tableau 28 : vérification de la condition de non fragilité.

▪ Poteaux (45 x 45) :

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	3,94 MPa	< 15 MPa
amatures supérieures :	59 MPa	< 400 MPa
amatures inférieures :	57,9 MPa	< 400 MPa
béton fibre inférieure :	3,86 MPa	< 15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	0,52 MPa	< 15 MPa
amatures supérieures :	7,77 MPa	< 400 MPa
amatures inférieures :	7,74 MPa	< 400 MPa
béton fibre inférieure :	0,52 MPa	< 15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	4,02 MPa	< 15 MPa
amatures supérieures :	57,2 MPa	< 400 MPa
amatures inférieures :	16,6 MPa	< 400 MPa
béton fibre inférieure :	0,9 MPa	< 15 MPa

Section entièrement comprimée.

Figure VI.5 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (45 x 45)

▪ Poteaux (40 x 40) :

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	3,35 MPa	<	15 MPa
amatures supérieures :	49,9 MPa	<	400 MPa
amatures inférieures :	46,9 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	3,11 MPa	<	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	4,34 MPa	<	15 MPa
amatures supérieures :	45,5 MPa	<	400 MPa
amatures inférieures :	-176,7 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	15 MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,1 \text{ m}$

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0,38 MPa	<	15 MPa
amatures supérieures :	5,69 MPa	<	400 MPa
amatures inférieures :	5,33 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,35 MPa	<	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Figure VI.6 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (40 x 40)

▪ Poteau (35 x 35) :

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	2,26 MPa	<	15 MPa
amatures supérieures :	33,4 MPa	<	400 MPa
amatures inférieures :	28,7 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	1,88 MPa	<	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0,08 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	1,22 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	0,83 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,05 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	5,79 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	60,7 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	-191,7 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	15 MPa
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,1$ m			

Figure VI.7 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (35 x 35)

### VI.1.7 Conclusion

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suivi :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
RDC 1 <sup>er</sup> étage	(45x45)	16.08	4HA16 + 4HA16
2 <sup>ème</sup> étage 3 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	14.2	4HA16 + 4HA14
4 <sup>ème</sup> étage au 6 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	10.68	4HA14 + 4HA12

Tableau 29 : Résultats de ferraillage des poteaux

## VI.2 Ferrailage des poutres

### VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- à l'ELU :

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- à l'ELS :

$$G + Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- Accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99/Version 2003})$$

### VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003

#### 1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

- **Poutres principales : (30 x 35)**

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires : (25 x 30)**

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4% en zone courante**

$$A_{\max}^{\text{PP}} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{\text{PS}} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

- **6% en zone de recouvrement**

$$A_{\max}^{\text{PP}} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{\text{PS}} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

## 2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) & \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{(en dehors de la zone nodale)} \end{cases}$$

Avec :

$\phi$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

### VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \text{Si } t \leq 1h \end{cases}$$

- 1er cas :

Si :  $\mu < \mu_1 = 0.392$  → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

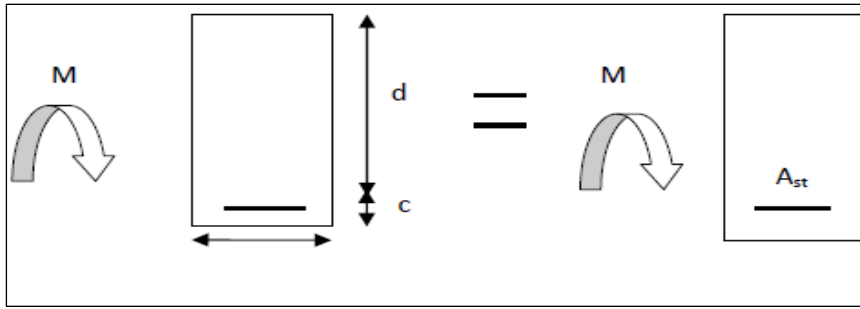


Figure VI.9 : Schéma de Ferraillage des poutres simplement armée

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**d** : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

– 2<sup>eme</sup> cas :

$\mu > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

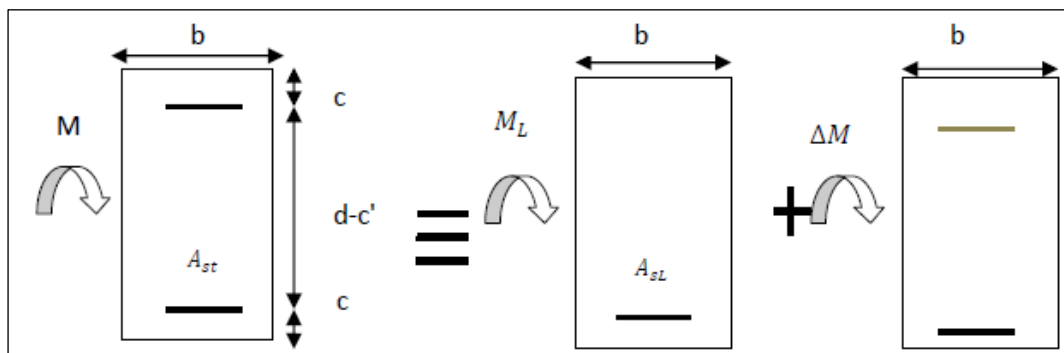


Figure VI.10 : Schéma de Ferraillage des poutres doublement armée

$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

**M<sub>u</sub>** : Moment sollicitant.

**M<sub>r</sub>** : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

**Remarque :**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	$f_{c28}$ [MPa]	$f_e$ [MPa]	$f_{bu}$ [MPa]	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st}$ [MPa]
<b>Situation accidentelle</b>	25	400	21.74	1.15	1	0.85	400
<b>Situation courante</b>	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

**Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.**

▪ **Exemple de calcul**

1) **Poutres principales (30 x 35)**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{35.811 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = \mathbf{0.082} < \mu_1 = \mathbf{0.392}$$

La section est simplement armée (**S.S.A.**).

$$\mu = \mathbf{0.082} \quad \rightarrow \quad \beta = \mathbf{0.957}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35.811 \times 10^4}{0.957 \times 32 \times 3480} = 3.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57.997 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = \mathbf{0.13} < \mu_1 = \mathbf{0.392}$$

La section est simplement armée (**S.S.A.**).

$$\mu = \mathbf{0.13} \quad \rightarrow \quad \beta = \mathbf{0.930}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{57.997 \times 10^4}{0.930 \times 32 \times 3480} = 5.6 \text{ cm}^2$$

<b>Poutre principale</b>	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	35.811	0.082	SSA	0.957	3.36	<b>3HA14</b>	4.62
<b>Aux appuis</b>	57.997	0.13	SSA	0.930	5.6	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01

**Tableau VI.12 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales**

## 2) Poutre secondaires (25 x 30)

## ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{20.441 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0.073 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.073 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.9625$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.441 \times 10^4}{0.9625 \times 28 \times 3480} = 2.17 \text{ cm}^2$$

## ➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{31.987 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0.11 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.11 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.942$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.987 \times 10^4}{0.942 \times 28 \times 3480} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaires	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	20.441	0.073	SSA	0.9625	2.17	3HA12	3.39
Aux appuis	31.987	0.11	SSA	0.942	3.48	3HA12+3HA12	6.78

Tableau 30 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

## VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales

## A) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

## 1. Poutres principales PP

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 1.34 \text{ cm}^2$$

## • Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 5.25 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4.62 > A_{\text{min}} = 1.34 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## 2. Poutres secondaires PS

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 0.845 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.845 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 3.75 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.845 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

### 1. Poutres principales PP

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^{\text{max}} = 48.8 \text{ KN} \text{ (effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS)}$$

$$\tau_u = \frac{48.8 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.508 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ [MPa]}\right) \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.508 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### 2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^{\text{max}} = 20.06 \text{ KN} \text{ (effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS)}$$

$$\tau_u = \frac{20.06 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.286 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ [MPa]}\right) \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.286 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## C) Influence de l'effort tranchant

## 1. Poutres principales PP :

- Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)

$$T_u = \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} \times 0.9 \times 320 \times 300 = 576 \text{ KN}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 94.43 \text{ [KN]} < 576 \text{ [KN]} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)

On doit vérifier que :

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0.9 \times d} \right) > 0$$

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0.9 \times d} \right) = \left( 48.8 - \frac{57.997}{0.9 \times 0.32} \right) = -152.57 < 0 \text{ cm}^2$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

## 2. Poutres secondaires PS :

- Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)

$$\frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} \times 0.9 \times 280 \times 250 = 420 \text{ KN}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 20.06 \text{ [KN]} < 420 \text{ [KN]} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)

On doit vérifier que :

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0.9 \times d} \right) > 0$$

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0.9 \times d} \right) = \left( 20.06 - \frac{35.811}{0.9 \times 0.28} \right) = -122.047 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

## D) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{amax}}}{0.9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1.5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

**1. Poutres principales PP :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48.8 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 244.9} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.70 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

**2. Poutres secondaires PS**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.06 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 226.08} = 0.352 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.352 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

**E) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les  $\varnothing_{12}$  :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$
- Pour les  $\varnothing_{14}$  :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $0.4l_s$ , pour les aciers **HA**.

- Pour les  $\varnothing_{12}$  :  $L_a = 16.932 \text{ cm}$
- Pour les  $\varnothing_{14}$  :  $L_a = 19.752 \text{ cm}$

**F) Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varnothing_l, \frac{b}{10}\right)$$

$\varnothing$ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

- **Poutre principale :**

$$\varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varnothing_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1.2; 2.5\right)$$

$$\varnothing \leq 1 \text{ cm}$$

On prend  $\varnothing = 8 \text{ mm}$

- Poutre secondaire :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{30}{35}; 1.2; 2.5\right)$$

$$\phi \leq 0.857 \text{ cm}$$

On prend  $\phi = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre + un étrier soit  $\phi = 8 \text{ mm}$

#### - Espacement d'armatures

- Poutres principales

##### ➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(8.75; 14.4) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2.2RPA/version 2003})$$

$$A_{t\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

##### ➤ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires

##### ➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5; 14.4)$$

Soit :  $S_t = 7 \text{ cm}$

$$A_{t\min} = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2$$

##### ➤ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} \rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

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

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

## G) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) [\text{cm}] \end{cases}$$

**h**: Hauteur de la poutre.

**b<sub>1</sub>; h<sub>1</sub>**: Dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>**: Hauteur entre nus des poteaux.

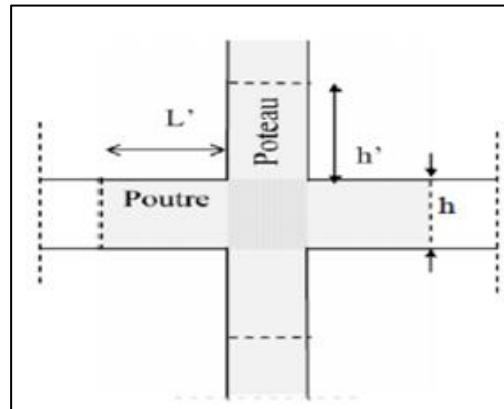


Figure VI.11 : Délimitation de la zone nodale.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) [\text{cm}]$$

- Poutres principales :  $L' = 2 \times 35 = 70$  [cm]
- Poutres secondaires :  $L' = 2 \times 30 = 60$  [cm]

### Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Armatures transversales minimales
- Poutres principales poutre secondaire

#### - Zone nodale

$$A_{\text{tmin}} = 0.003 \times 8 \times 30 = \mathbf{0.72 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{tmin}} = 0.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### - Zone courante

$$A_{\text{tmin}} = 0.003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{tmin}} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Poutre secondaire**

- **Zone nodale**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 7 \times 25 = \mathbf{0.525 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0.525 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Zone courante**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1.125 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 1.125 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

### VI.2.5 Vérification à L'ELS

#### 1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

#### 2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\beta_1$  Est en fonction de :  $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

( $\beta_1, K_1$ ) Sont tirer du tableau à l'ELS.

➤ **Poutre principale**

PP	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>st</sub>	ρ	α	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	obs
En travée	26.135	2.45	0.255	0.294	0.9585	106	34.77	0.32	348	15	CV
Aux appuis	42.055	3.98	0.414	0.357	0.948	81	34.83	0.43	348	15	CV

**Tableau 31 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales**

## ➤ Poutre secondaire

PS	$M_{\max}$ (KN.m)	$A_{st}$	$\rho$	$\alpha$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	20.411	2.2	0.314	0.294	0.954	93.7	34.73	0.37	348	15	CV
Aux appuis	31.987	3.47	0.495	0.357	0.944	74.29	34.8	0.47	348	15	CV

Tableau 32 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires

- Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

## ➤ Sens des poutres principales :

$$0.04 \text{ cm} < \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## ➤ Sens des poutres secondaires :

$$0.002 \text{ cm} < \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### VI.3 Ferrailage des voiles

#### VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

- **Combinaison d'action**

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

- Selon le (RPA version 2003) : 
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$
- Selon le (BAEL 91 modifiée 99) : 
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : RDC au 1<sup>er</sup> étage
- **Zone II** : 2<sup>eme</sup> au 3<sup>eme</sup> étages
- **Zone III** : 4<sup>eme</sup> au 6<sup>eme</sup> étages
- **Ferrailage des voiles**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

#### VI.3.2 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N; M)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

**B** : section du voile. ,  $B = L \times e$ .

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V = V'**: bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec :

$h_e$ : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

Avec :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec :

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. Section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau 33 : Tableau des efforts normaux

Avec :

$e$  : épaisseur du voile

## 1) Armatures verticales

- Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

**B<sub>i</sub>** : section du voile

**σ<sub>s2</sub>** : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec :

**σ<sub>s10</sub>** : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

## 2) Armatures minimales

- Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)

**A<sub>min</sub> > 4cm<sup>2</sup>/ml** (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec :

**B**: section du béton comprimée.

- Traction simple

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

**B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 ‰ de la section horizontale du béton tendu.

### 3) Exigences de R PA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **15 %**.
- En zone courantes **0.10 %**.

### 4) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

- D'après le **(BEAL 91 modifiée 99)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le **RPA 2003** :

$$A_H > 0.15\% B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

### 5) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

### 6) 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 :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$V_u$  : 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.

**7) Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

**8) Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du **RPA 99 modifier 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **(15 cm)**.

**9) Longueur de recouvrement**

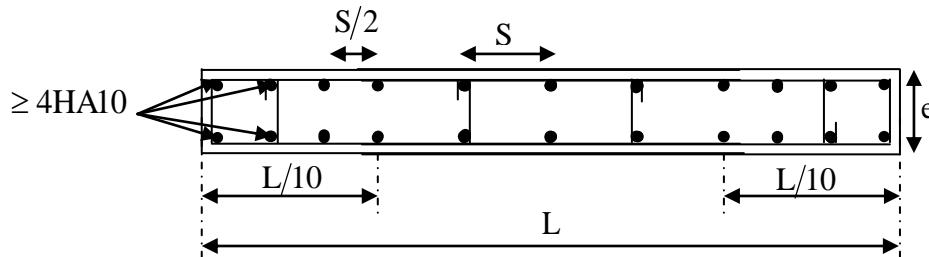
Elles doivent être égales à :

**40φ** : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

**20φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**10) Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.



**Figure VI.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

### VI.3.3 Vérifications

#### 1. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

#### 2. Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

D'ou :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 \times h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement

### VI.3.4 Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile **VL1** de la zone **I** :

$$L = 4.3 \text{ m et } e = 0.2 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 871.810 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\min} = 798.880 \text{ KN/m}^2$$

3. → La Section entièrement comprimée (SEC).

**- Calcul de la longueur comprimée**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{871.81}{871.88 + 798.88} \times 4.3$$

$$L_c = 2.24 \text{ m}$$

$$L_c = 1.58 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 2.06 \text{ m}$$

**- Détermination de la longueur de la bande (d)**

Soit un tronçon :

$$d = \frac{L_t}{2} = \frac{2.06}{2} = 1.03 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\min} = 798.88 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 1.03 \text{ m} \text{ et } e = 0.2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(2.06 - 1.03) \cdot 798.88}{2.06} = 399.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 399.44 \text{ KN/m}^2$$

**❖ Détermination des efforts normaux**

L'effort normal est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{798.88 + 399.44}{2} \times 1.03 \times 0.2$$

$$N_1 = 123.2 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{399.44}{2} \times 1.03 \times 0.2$$

$$N_2 = 41.07 \text{ KN}$$

**❖ Espacement**

- Zone courante ( $d_2$ ) :  $S_t \leq \min\{1.5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

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

- Zone d'extrémité ( $d_1$ ) :  $D = \frac{S_t}{2} = 7 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Calcul des armatures

- Armatures verticales

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{123.2}{40} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{41.07}{40} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_1 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 1.03 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right\} \rightarrow \text{Max} (15.71 \text{ cm}^2; 1.7 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 15.71 \text{ cm}^2$$

- Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 169.6 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 6.5 \text{ cm}^2$$

- Les armatures calculées

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 3.08 + \frac{6.5}{4} = 4.25 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1.03 + \frac{6.5}{4} = 2.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 15.71 \text{ cm}^2 > A_1 = 4.25 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :

$$A_{\min} = 15.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 15.71 \text{ cm}^2 > A_2 = 2.19 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :

$$A_{\min} = 15.71 \text{ cm}^2$$

- Armatures horizontales

$$A_H = \max (AV_{/4}; 0.15\% B) \rightarrow A_H = \max (1.625; 12.9)$$

$$A_H = 12.9 \text{ cm}$$

On adopte :

$$A_H = 12 \text{ HA12} = 13.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par **(04)** épingle au mètre carre soit **HA8**.

Soit : 
$$4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Pour les potelets**

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

### VI.3.5 Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **(BAEL91 modifiée 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{169.6 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 5350} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.157 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 169.6 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 5350} = 0.219 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.219 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{818.55 \times 10^3}{300 \times 5350 + 15 \times 42.5 \times 10^2} = 0.926 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.926 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

VI.3.6 Ferrailage des voiles longitudinales

1) 1<sup>er</sup> voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,54	2,68	2,68
	L (m)		1,65	1,65	1,65
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,33	0,33	0,33
	He		3,540	2,680	2,680
H		3,19	2,33	2,33	
Solicitation de calcul	T(kN)		22,624	40,565	65,196
	N <sub>ser</sub> (kN)		397,41	277,02	148,91
	Vu (kN)		31,674	56,791	91,274
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		421,380	306,900	194,960
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		377,000	247,070	105,070
	Nature de la Section		SEC	SEC	SEC
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,87	0,91	1,07
	L <sub>t</sub>		0,78	0,74	0,58
	d		0,58	0,61	0,71
	d <sub>adopté</sub>		0,39	0,37	0,29
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,39	0,37	0,29
	$\sigma_1$		188,500	123,535	52,535
	N <sub>1</sub>		22,03	13,64	4,55
N <sub>2</sub>		7,34	4,55	1,52	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,55	0,34	0,11
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,18	0,11	0,04
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,87	1,56	2,51
	A'v1/bande/nappe		0,77	0,73	0,74
	A'v2/bande/nappe		0,40	0,50	0,67
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6,10	6,40	7,51
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		9,04	9,04	9,04
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		9,04	9,04	9,04
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ) bande		2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	ST Max		30	30	30
	Espacement st(cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4,95	4,95	4,95
	AH adopté (cm2)		6,79	6,79	6,79
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5MPa$	T <sub>b</sub>	0,107	0,191	0,307
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,076	0,137	0,220
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	1,157	0,806	0,433

Tableau 34 : Ferrailage de 1<sup>er</sup> voile longitudinale

2) 2<sup>ème</sup> voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)		3,54	2,86	2,86	
	L (m)		4,30	4,30	4,30	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m²)		0,86	0,86	0,86	
	He		3,540	2,860	2,860	
h		3,19	2,51	2,51		
Solicitation de calcul	T(kN)		121,143	116,018	303,640	
	N <sub>ser</sub> (kN)		818,55	573,38	86,52	
	Vu (kN)		169,600	162,425	425,096	
	$\sigma_{max}$ (kN/m²)		871,810	679,880	388,480	
	$\sigma_{min}$ (kN/m²)		798,880	484,520	231,660	
	Nature de la Section		SEC	SEC	SEC	
	$\sigma_s$ (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	
	L <sub>c</sub>		2,24	2,51	2,69	
	L <sub>t</sub>		2,06	1,79	1,61	
	d		1,50	1,26	1,26	
	d <sub>adopté</sub>		1,03	0,89	0,80	
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1,03	0,89	0,80	
	$\sigma_1$		399,440	242,260	115,830	
	N <sub>1</sub>		123,20	65,02	27,91	
N <sub>2</sub>		41,07	21,67	9,30		
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm²)		3,08	1,63	0,70	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm²)		1,03	0,54	0,23	
	A <sub>vj</sub> (cm²)		4,66	4,47	11,69	
	A' <sub>v1</sub> /bande/nappe		4,25	2,74	3,62	
	A' <sub>v2</sub> /bande/nappe		2,19	1,66	3,16	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm²)		15,71	13,18	13,18	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm²)		15,83	15,83	15,83	
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm²)		15,83	15,83	15,83	
	Choix de A (cm²) bande		2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12	
	ST max		30	30	30	
	Espacement (cm)		15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		12,90	12,90	12,90	
	AH adopté (cm2)		13,57	13,57	13,57	
	choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véification des contraintes	$\tau_b = 5MPa$		T <sub>b</sub>	0,219	0,210	0,549
	3,26 Mpa		T <sub>u</sub>	0,157	0,150	0,392
	$\sigma_{bc} = 15MPa$		$\sigma_{bc}$	0,926	0,649	0,098

Tableau 35 : Ferrailage de 2<sup>ème</sup> voile longitudinale

3<sup>me</sup> voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
		hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,54	2,86	2,86
	L (m)		1,75	1,75	1,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,35	0,35	0,35
	He		3,540	2,860	2,860
	h		3,19	2,51	2,51
Solicitation de calcul	T(kN)		9,249	19,244	44,829
	N <sub>ser</sub> (kN)		244,24	181,99	122,65
	Vu (kN)		12,949	26,942	62,761
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		277,200	212,550	150,250
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		268,280	192,560	119,490
	Nature de la Section		SEC	SEC	SEC
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,89	0,92	0,97
	L <sub>t</sub>		0,86	0,83	0,78
	d		0,59	0,61	0,65
	d adopté		0,43	0,42	0,39
	d2 = L <sub>t</sub> - d adopté		0,43	0,42	0,39
	$\sigma_1$		134,140	96,280	59,745
	N <sub>1</sub>		17,32	12,01	6,95
	N <sub>2</sub>		5,77	4,00	2,32
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,43	0,30	0,17
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,14	0,10	0,06
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,36	0,74	1,73
	A'v1/bande/nappe		0,52	0,49	0,61
	A'v2/bande/nappe		0,23	0,29	0,49
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6,23	6,43	6,82
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		11,3	11,3	11,3
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		11,3	11,3	11,3
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ) bande		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		5,25	5,25	5,25
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	0,041	0,086	0,199
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,029	0,061	0,142
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0,666	0,496	0,334

Tableau 36 : Ferrailage de 3<sup>eme</sup> voile longitudinale

VI.3.7 Ferraillage des voiles transversales

1) 1<sup>er</sup> voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)		3,54	2,86	2,86
	L (m)		3,50	3,50	3,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,7	0,7	0,7
	He		3,540	2,860	2,860
	h		3,24	2,56	2,56
Solicitation de calcul	T(kN)		527,940	635,779	542,239
	N <sub>ser</sub> (kN)		639,91	442,84	223,41
	Vu (kN)		739,116	890,091	759,135
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		683,690	554,870	343,920
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		647,740	367,360	145,850
	Nature de la Section		SEC	SEC	SEC
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,80	2,11	2,46
	L <sub>t</sub>		1,70	1,39	1,04
	d		1,20	1,28	1,28
	d adopté		0,85	0,70	0,52
	d2 = L <sub>t</sub> - d adopté		0,85	0,70	0,52
	$\sigma_1$		323,870	183,680	72,925
	N <sub>1</sub>		82,72	38,41	11,40
N <sub>2</sub>		27,57	12,80	3,80	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2,07	0,96	0,29
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,69	0,32	0,10
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		20,33	24,48	20,88
	A'v1/bande/nappe		7,15	7,08	5,50
	A'v2/bande/nappe		5,77	6,44	5,31
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		12,58	13,44	13,44
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		27,7	27,7	27,7
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		27,7	27,7	27,7
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ) bande		2x9HA14	2x9HA14	2x9HA14
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		10,50	10,50	10,50
	AH adopté (cm2)		13,57	13,57	13,57
	choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b^- = 5MPa$	$\tau_b$	1,173	1,413	1,205
	3,26 Mpa	$\tau_u$	0,838	1,009	0,861
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	0,863	0,597	0,301

Tableau 37 : Ferraillage de 1<sup>er</sup> voile transversale

2) 2<sup>ème</sup> voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30	
	hauteur etage (m)		3,54	2,86	2,86	
	L (m)		2,10	2,10	2,10	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )		0,42	0,42	0,42	
	He		3,540	2,860	2,860	
	h		3,24	2,56	2,56	
Solicitation de calcul	T(kN)		19,161	26,257	60,966	
	N <sub>ser</sub> (kN)		344,47	261,38	167,16	
	Vu (kN)		26,825	36,760	85,352	
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		379,456	302,550	236,390	
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		359,380	252,430	132,240	
	Nature de la Section		SEC	SEC	SEC	
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	
	L <sub>c</sub>		1,08	1,14	1,35	
	L <sub>t</sub>		1,02	0,96	0,75	
	d		0,72	0,76	0,90	
	d <sub>adopté</sub>		0,51	0,48	0,38	
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,51	0,48	0,38	
	$\sigma_1$		179,690	126,215	66,120	
	N <sub>1</sub>		27,53	18,08	7,47	
N <sub>2</sub>		9,18	6,03	2,49		
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,69	0,45	0,19	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,23	0,15	0,06	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,74	1,01	2,35	
	A'v1/bande/nappe		0,87	0,70	0,77	
	A'v2/bande/nappe		0,41	0,40	0,65	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		7,55	8,01	9,43	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		11,31	11,31	11,31	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		11,31	11,31	11,31	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ) bande		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	
	ST Max		30	30	30	
	Espacement st(cm)		10	10	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,30	6,30	6,30	
	AH adopté (cm2)		6,78	6,78	6,78	
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$		T <sub>b</sub>	0,071	0,097	0,226
	3,26 Mpa		T <sub>u</sub>	0,051	0,069	0,161
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$		$\sigma_{bc}$	0,788	0,598	0,383

Tableau 38 : Ferrailage de 2<sup>ème</sup> voile transversale

3) 3<sup>ème</sup> voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)		3,54	2,86	2,86
	L (m)		1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,2	0,2	0,2
	He		3,540	2,860	2,860
	h		3,24	2,56	2,56
Solicitation de calcul	T(kN)		20,097	42,144	67,372
	N <sub>ser</sub> (kN)		361,06	271,56	148,86
	Vu (kN)		28,136	59,002	94,321
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		354,400	439,910	167,100
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		323,720	335,970	112,160
	Nature de la section		SEC	SEC	SEC
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,52	0,57	0,60
	L <sub>t</sub>		0,48	0,43	0,40
	d		0,35	0,38	0,40
	d adopté		0,24	0,22	0,20
	d2 = L <sub>t</sub> - d adopté		0,24	0,22	0,20
	$\sigma_1$		161,860	167,985	56,080
	N <sub>1</sub>		11,59	10,91	3,38
N <sub>2</sub>		3,86	3,64	1,13	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,29	0,27	0,08
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,10	0,09	0,03
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,77	1,62	2,59
	A'v1/bande/nappe		0,48	0,68	0,73
	A'v2/bande/nappe		0,29	0,50	0,68
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		3,66	3,97	4,19
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		6,8	6,8	6,8
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		6,8	6,8	6,8
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ) bande		2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement st(cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,00	3,00	3,00
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	T <sub>b</sub>	0,156	0,328	0,524
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,112	0,234	0,374
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	1,718	1,292	0,708

Tableau 39 : Ferrailage de 3<sup>ème</sup> voile transversale

## VII.1 Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol}$ ).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

- **Les combinaisons de charges :**

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- **à l'ELU :**

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- **Accidentelles :**

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \quad (\text{Article 10.1.4.1 du RPA99/Version 2003})$$

- **Etude géotechnique du sol**

Le choix du type des fondations repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remonté des eaux.

## VII.2 Choix du type de fondations

### VII.2.1 Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s_{\max}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$N_{s_{\max}}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS)

$S$  : Surface d'appui de la semelle ( $S = A \times B$ ).

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol donné par le rapport géotechnique de ce dernier qui est égale à 2 bars.

· **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

Donc :  $A = B$

**D'où :**

$$B^2 \geq \frac{N_{smax}}{s} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{smax}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{807.98}{200}} = 2 \text{ m}$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes

### VII.2.2 Semelles filantes

#### A) Semelles filantes sous voiles « S<sub>1</sub> »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{smax}}{s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N_{smax}}{\sigma_{sol} \times l}$$

**L** : étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> ) (S = B x L)
VL1	639.91	3.5	0.914	3.199
VL2	326.35	2.1	0.777	1.631
VL3	344.47	2.1	0.820	1.722
VL4	274.27	1	1.371	1.371
VL5	208.42	1	1.042	1.042
VL6	361.06	1	1.805	1.805
VL7	357.55	1	1.787	1.787
<b>S<sub>1</sub>totale</b>				<b>12.557</b>

**Tableau 40 : Semelles filantes sous voiles dans le sens transversal**

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> ) (S= B x L)
VT1	319.8	1.65	0.969	1.6
VT2	397.41	1.65	1.20	1.98
VT3	244.24	1.75	0.70	1.225
VT4	818.55	4.3	0.951	4.09
<b>S<sub>Itotale</sub></b>				<b>8.895</b>

Tableau 41 : Semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal

$$S_V = \sum S_i = 21.452 \text{ m}^2$$

Avec :

S<sub>V</sub> : Surface totale des semelles filantes sous voiles

### B) Semelles sous poteaux

#### ➤ Etapes de calcul

Déterminer la résultante des charges (**R**):  $R = \sum N_i$

Détermination des coordonnées de la structure (**e**)

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

e<sub>i</sub> : est la distance entre le CDG de la semelle et le point d'application de la charge N<sub>i</sub>

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

- Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale
- Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Poteaux	N <sub>i</sub> (KN)	M <sub>i</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> x e <sub>i</sub> (KN.m)
1	687.41	-2.176	<b>5.25</b>	3608.9
2	807.98	-0.143	<b>1.75</b>	1413.965
3	690.71	0.046	<b>- 1.75</b>	- 1208.742
4	342.28	0.316	<b>- 5.25</b>	- 1796.97
<b>Somme</b>	R = 2528.38	-1.957	/	2017.153

Tableau 42 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux

D'où :

$$e = \frac{2017.153 - 1.957}{2528.38} = 0.79 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10.5}{6} = 1.75 \text{ m}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{N_s \left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$$N_s = \sum N_{si}$$

D'où :

$$B \geq \frac{2528.38 \left(1 + \frac{3(1.75)}{10.5}\right)}{200 \times 10.5} = 1.8 \text{ m}$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = 6(B \times L) = 6 \times (1.8 \times 10.5) = 113.77 \text{ m}^2$$

### C) Surface totale des semelles filantes

$$S_{\text{Bâtiment}} = 10.5 \times 22.7 = 238.35 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 21.452 + 113.77 = 135.222 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{135.22}{238.35} \times 100 = 56.7 \%$$

$$S_{\text{S.filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

### VII.3 Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

## A) Pré-dimensionnement

▪ **Epaisseur de la dalle du radier ( $h_r$ )**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm}$$

$$h_r = 30 \text{ cm}$$

▪ **Epaisseur des nervures ( $h_n$ )**

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{470}{8} = 58.75 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{470}{5} = 94 \text{ cm}$$

$$h_n = 80 \text{ cm}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max} \quad (\text{Condition de la longueur élastique})$$

Où :

$L_e$  : Longueur élastique.

$L_{\max}$  : Distance entre axes maximale des poteaux.

$E_{vj}$  : Module de déformation longitudinale déferée ( $E = 10818.86 \text{ MPa}$ ).

$b$  : Largeur de la nervure du radier.

$I$  : Inertie de la section du radier ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ( $K = 40 \text{ MPa}$ )

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3 \cdot K}{E} \frac{(2)^4}{\pi^4} \cdot (L_{\max})^4$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (L_{\max})^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (4.70)^4 \cdot 40}{10818.86 \cdot (3.14)^4}} = 0.96 \text{ m}$$

$$h_n = 96 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$h_n = 100 \text{ cm}$$

▪ **Largueur des nervures ( $b_n$ )**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm}$$

$$b_n = 55 \text{ cm}$$

▪ **Epaisseur de la dalle flottante ( $h_d$ )**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{470}{50} = 9.4 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{470}{40} = 11.75 \text{ cm}$$

$$h_d = 10 \text{ cm}$$

**Conclusion**

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- Hauteur des nervures :  $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur des nervures :  $b_n = 55 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle du radier :  $h_r = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante :  $h_d = 10 \text{ cm}$
- Enrobage :  $c = 3 \text{ cm}$  (Article A.7.1 du BAEL 99)

**B) Détermination de la surface du radier**

Du logiciel ETABS :

- Charge du bâtiment :  $G_T = 13488.73 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation :  $Q_T = 2260.12 \text{ KN}$

**1. Combinaison ELU :**

$$N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q_T$$

$$N_u = 1.35 \times 13488.73 + 1.5 \times 2260.12 = 21599.96 \text{ KN}$$

$N_u$  : est l'effort normal à l'ELU induit par la superstructure

**2. Combinaison ELS :**

$$N_s = G_T + Q_T$$

$$N_s = G_T + Q_T = 13488.73 + 2260.12 = 15748.85 \text{ KN}$$

$N_s$  : est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure

- **A l'ELU :**

$$S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{21599.96}{1.33 \times 200} = 81.20 \text{ m}^2$$

- A l'ELS:

$$S_{\text{radier}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{15748.73}{200} = 78.74 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 81.20 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 238.35 \text{ m}^2$$

Donc : la surface du radier est égale à celle de la structure (238.35 m<sup>2</sup>) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max \left( \frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bâtiment}} + (P_{\text{bâtiment}} \cdot L_{\text{déb}}) = 238.35 + [(10.5 + 22.7) \times 2 \times 0.5]$$

$$S_{\text{radier}} = 271.55 \text{ m}^2$$

**C) Détermination des sollicitations à la base du radier**

- **Poids propre du radier (G<sub>radier</sub>)**

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- Poids propre de la dalle du radier **G<sub>1</sub>**.
- Poids propre des nervures **G<sub>2</sub>**.
- Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) **G<sub>3</sub>**.
- Poids propre de la dalle flottante **G<sub>4</sub>**.

Elément	Opération	Applications numérique	Résultat (KN)
<b>G<sub>1</sub></b>	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	$271.55 \times 0.3 \times 25$	2036.625
<b>G<sub>2</sub></b>	$[b_n \times (h_n - h_r) \times L_{\text{nervures}}] \times \rho_{\text{béton}}$	$[0.55 \times (1 - 0.3) \times (10.5 \times 6 + 22.7 \times 4)] \times 25$	1480.325
<b>G<sub>3</sub></b>	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(271.55 - 84.59) \times (1 - 0.3)] \times 17$	2224.824
<b>G<sub>4</sub></b>	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(271.55 - 84.59) \times 0.1] \times 25$	467.4
<b>G<sub>radier</sub></b>	$\sum G_i = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	<b>2741.48+1611.225+3254.174+683.65</b>	<b>4728.849</b>

**Tableau 43 : Détermination du poids propre du radier**

Avec :

$$S_{\text{nervures}} = 0.55 \times (10.5 \times 6 + 22.7 \times 4) = 84.59 \text{ m}^2$$

- **Surcharges d'exploitation du radier**

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 271.55 = 678.875 \text{ KN}$$

- **Charges et surcharges totales de la structure**

$$G_{\text{total}} = G_T + G_{\text{radier}} = 13488.73 + 4728.849 = 18217.579 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_T + Q_{\text{radier}} = 2260.12 + 678.875 = 2938.995 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions**

- **À l'ELU :**

$$N_U = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 1.35 \times 18217.579 + 1.5 \times 2938.995 = 29002.224 \text{ KN}$$

- **À l'ELS :**

$$N_S = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 18217.579 + 2938.995 = 21156.574 \text{ KN}$$

## D) Vérifications

### 1) Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{29002.224 \times 1}{271.55} \times \frac{4.70}{2} = 250.98 \text{ KN.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_f = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{250.98 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition est vérifiée)}$$

Donc : il n'y a pas de risque de cisaillement.

### 1) Poinçonnement (BAEL 99/Art A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

**Q<sub>u</sub>** : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (déduite d'ETABS).

**h** : L'épaisseur totale des nervures (h = 1m).

**U<sub>c</sub>** : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

- **Sous poteau**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.45 + 0.45 + 2 \times 1] = 5.8 \text{ m}$$

- **Sous voile**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.20 + 4.3 + 2 \times 1] = 13 \text{ m}$$

✓ **Remarque**

Le voile le plus sollicité a été localisé au niveau RDC, sens longitudinal, (de longueur L= 4.3 m).

Donc :

- **Sous poteau**

$$N_u = 807.98 \text{ KN} < 0.045 \times 5.8 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 4350 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sous voile**

$$N_u = 1118.18 \text{ KN} < 0.045 \times 13 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 9750 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### 2) Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA 2003)

Selon l'article, il faut vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- **Sens X-X**

$$e = \frac{122318.403}{146871.259} = 0.83 \text{ m} < \frac{22.7}{4} = 5.6 \text{ m}$$

- **Sens-Y-Y**

$$e = \frac{68601.723}{146871.259} = 0.46 \text{ m} < \frac{10.5}{4} = 2.6 \text{ m}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

### 3) Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol.}}$$

Où :

$$\sigma_{(\min ; \max)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

$\sigma_{\min}$  et  $\sigma_{\max}$  : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.

$N$  : Effort normal dû aux charges verticales.

$S_{\text{radier}}$  : Surface totale du radier.

$M$  : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).

$V$  : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite D'AutoCAD).

$I$  : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'AutoCAD).

On a :

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{10.5 \times 22.7 \times \frac{22.7}{2}}{10.5 \times 22.7} = 11.34 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{10.5 \times 22.7 \times \frac{10.5}{2}}{10.5 \times 22.7} = 5.24 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i; Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22.7 \times 10.5^3}{12} = 2189.84 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{10.5 \times 22.7^3}{12} = 10234.94 \text{ m}^4$$

▪ Calcul des moments :

$$\left. \begin{array}{l} M_{0x} = 22933.00 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0x} = 2260.12 \text{ KN} \\ M_{0y} = 13488.73 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0y} = 1949.84 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ (ETABS)}$$

$$M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 22933 + (2260.12 \times 1) = 25193.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 13488.73 + (1949.84 \times 1) = 15438.57 \text{ KN.m}$$

**Sens longitudinal (X-X):**

- A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{29002.224}{271.55} + \frac{25193.12}{2189.84} \times 5.24 = 167.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{29002.224}{271.55} - \frac{25193.12}{2189.84} \times 5.24 = 46.52 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 167.08 + 46.52}{4} = 136.94 \text{ KN/m}^2$$

- A L'ELS :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{21156.574}{271.55} + \frac{25193.12}{2189.84} \times 5.24 = 138.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{21156.574}{271.55} - \frac{25193.12}{2189.84} \times 5.24 = 17.36 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 138.2 + 17.36}{4} = 108 \text{ KN/m}^2$$

Sens transversal (Y-Y):

- A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{29002.224}{271.55} + \frac{15438.57}{10234.94} \times 11.34 = 124 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{29002.224}{271.55} - \frac{15438.57}{10234.94} \times 11.34 = 89.7 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 124 + 89.7}{4} = 115.425 \text{ KN/m}^2$$

- A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{21156.574}{271.55} + \frac{15438.57}{10234.94} \times 11.34 = 95.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{21156.574}{271.55} - \frac{15438.57}{10234.94} \times 11.34 = 60.81 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 95.01 + 60.81}{4} = 86.46 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Vérification de la condition de résistance :**

➤ **Sens longitudinal :**

- **ELU :**

$$\sigma_m = 136.94 \text{ KN/m}^2 < 1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **ELS:**

$$\sigma_m = 108 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

▪ **Sens transversal :**

- **ELU :**

$$\sigma_m = 115.425 \text{ KN/m}^2 < 1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **ELS:**

$$\sigma_m = 86.46 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

#### 4) Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

**P** : Poids total à la base du radier (**P = 12680.73 KN**).

**F<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (**F<sub>s</sub> = 1.5**).

**γ<sub>w</sub>** : Poids volumique de l'eau (**γ<sub>w</sub> = 10 KN/m<sup>3</sup>**).

**h** : Profondeur de l'infrastructure (**h = 1 m**).

**S** : Surface du radier (**S = 271.55 m<sup>2</sup>**).

Donc :

$$P = 12680.73 \text{ KN} > 1.5 \times 1 \times 271.55 \times 10 = 4073.25 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

#### VII.4 Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (**BAEL 91 modifié 99**) on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encadrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

1. Si  $\rho < 0.4$  : le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) :

$$M_{0x} = q_u \times \frac{l_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

2. Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  : le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Sens de  $l_x$  :  $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

- Sens de  $l_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 99 en fonction du rapport ( $\rho$ )

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad ; \quad (l_x < l_y)$$

## VIII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ouvrage

- **Dimensions du panneau le plus sollicité**

$$l_x = L_x - b_n = 3.5 - 0.55 = 2.95 \text{ m}$$

$$l_y = L_y - b_n = 4.7 - 0.55 = 4.15 \text{ m}$$

D'où :

$$0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 \leq 1 \rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

- **Moments ( $M_x$ ) et ( $M_y$ ) agissant sur le panneau**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

- **Sens  $l_x$  (Petite portée) :**

$$M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$$

- **Sens  $l_y$  (Grande portée) :**

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

- Pour  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.71$  :

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.067 \\ \mu_y = 0.45 \end{array} \right\} \text{Pour l'ELU} \quad \text{et} \quad \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.596 \end{array} \right\} \text{Pour l'ELS}$$

Donc :

- **A l'ELU:**

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 136.94 - \frac{4728.849}{271.55} = 119.52 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 108 - \frac{4728.849}{271.55} = 90.58 \text{ KN/ml}$$

Donc :

- **À l'ELU**

$$M_x^U = [\mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2] \cdot 1 \text{ ml} = [0.067 \times 119.52 \times 2.95^2] \times 1 \text{ ml} = 69.682 \text{ KN.m}$$

$$M_y^U = [\mu_y \cdot M_{0x}] \cdot 1 \text{ ml} = [0.45 \times 69.682] \times 1 \text{ ml} = 31.35 \text{ KN.m}$$

## - À l'ELS

$$M_x^S = [\mu_x \cdot q_s \cdot l x^2] \cdot 1ml = [0.0731 \times 90.58 \times 4.15^2] \times 1ml = 114.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y^S = [\mu_y \cdot M_{xs}] \cdot 1ml = [0.596 \times 114.03] \times 1ml = 67.96 \text{ KN.m}$$

## ▪ Correction des moments

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.75) en travée, de (- 0.5) aux appuis intermédiaires et de (- 0.3) aux appuis de rives.

Donc :

## - À l'ELU

## ▪ En travée

$$M_x^t = 0.75 \times 69.682 = 52.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 31.35 = 23.512 \text{ KN.m}$$

## ▪ Aux appuis

$$M_{1x}^a = - 0.5 \times 69.682 = -34.841 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = - 0.3 \times 69.682 = - 20.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y}^a = - 0.5 \times 31.35 = - 15.675 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^a = - 0.3 \times 31.35 = - 9.405 \text{ KN.m}$$

## - À l'ELS

## ▪ En travée

$$M_x^t = 0.75 \times 114.03 = 86.09 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 67.96 = 50.97 \text{ KN.m}$$

## ▪ Aux appuis

$$M_{1x}^a = - 0.5 \times 114.03 = 57.015 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = - 0.3 \times 114.03 = - 34.209 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y}^a = - 0.5 \times 67.96 = - 33.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^a = - 0.3 \times 67.96 = -20.388 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
En travée	X-X	52.26	0.146	0.921	6.03	7 HA 14	10.77
	Y-Y	23.512	0.023	0.9875	2.53	7 HA 14	10.77
Aux appuis	X-X	34.841	0.097	0.9495	3.9	7 HA 14	10.77
	Y-Y	15.675	0.016	0.992	1.68	7 HA 14	10.77

Tableau 44 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier

#### VII.4.2 Vérifications à l'ELU

##### A) Condition de non-fragilité (BAEL 99 / Art B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0$$

Avec :

$\rho_x$  et  $\rho_y$  : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x) et dans le sens (y).

$\rho_0$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton égale à (0.0008) pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

##### • Sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.71}{2} \times (100 \times 30) = 2.748 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 2.748 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

$$A_x = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 2.748 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

##### • Sens-y-y

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \rightarrow A_y \geq \rho_0 \cdot (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 30) = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

$$A_y = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**B) Diamètre maximal des barres (BAEL 99 / Art A.7.2,1)**

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 14 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**C) Espacements des barres (BAEL 99/ Art A.8.2, 42)**

Pour des charges réparties seulement :

**- Direction (x-x):**

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**- Direction (y-y) :**

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**VII.4.3 Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

Donc :

**A) Contraintes dans les aciers**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.4 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 191.55\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 191.55 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

**B) Contraintes dans le béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :

$K_1$  et  $\beta_1$  : sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de  $\mu$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	M	$\beta_1$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
En travée	X-X	86.09	9.94	0.241	0.9215	47.3	31.3	0.66	191.55	15	CV
	Y-Y	50.97	5.64	0.05	0.9615	115.46	31.3	0.27			CV
Aux appuis	X-X	57.015	6.48	0.157	0.935	61.92	31.3	0.50			CV
	Y-Y	33.98	3.73	0.034	0.968	141.3	31.3	0.221			CV

Tableau 45 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

### VII.5 Ferrailage du débord

le débord est assimilé a une console rectangulaire, soumise a une charge ascendante uniformément répartie. le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m

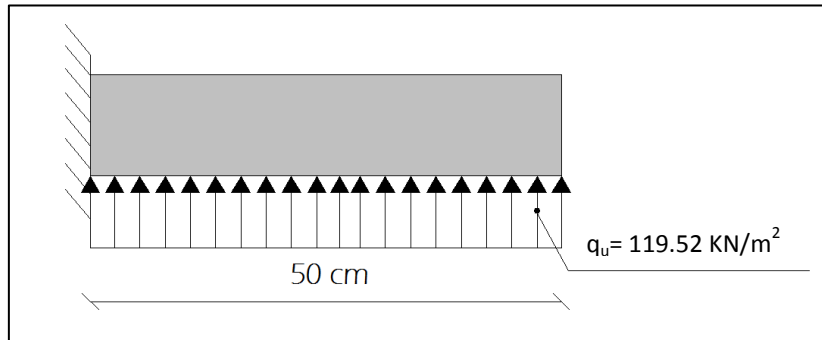


Figure VII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier

- Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{119.52 \times 0.5^2}{2} = - 14.94 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{14.94 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{14.94 \times 10^3}{0.993 \times 27 \times 348} = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **Remarque**

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

### VII.6 Ferrailage des nervures

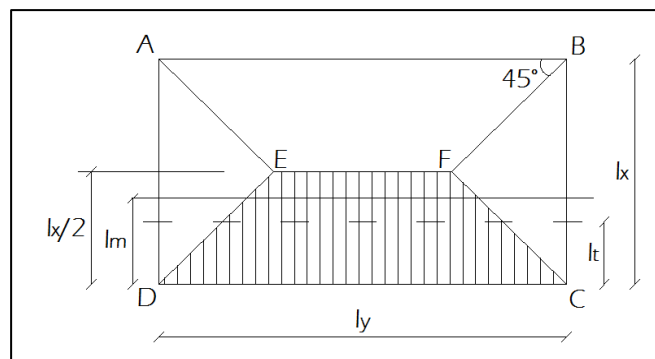
Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ( $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.71 \leq 1$ ), donc,

les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants),



**Figure VII.2 : Schéma statique d'un panneau**

#### 1) Détermination des sollicitations

##### A) Détermination des charges

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 136.94 - \frac{4728.49}{271.55} - \frac{1480.325}{84.59} \right) \times 1ml = 102.03 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 86.46 - \frac{4728.49}{271.55} - \frac{1969.275}{84.59} \right) \times 1ml = 51.55 \text{ KN/ml}$$

#### Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

## B) Sollicitation maximale

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\max}^a$ (KN.m)	281.73	142.35	156.23	78.93
$M_{\max}^t$ (KN.m)	211.29	106.76	117.17	59.19
$T_{\max}$ (KN)	224.79	113.57	159.02	80.34

Tableau 46 : Les efforts internes dans les nervures.

## C) Le ferrailage

## a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ cm}; h = 100 \text{ cm}; d = 95 \text{ cm}; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

## Exemple de calcul :

$$M_{t\max}^U = 211.29 \text{ KN.m} ; M_{a\max}^U = 281.73 \text{ KN.m}$$

## - Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{281.73 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \quad \rightarrow \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.038 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{281.73 \times 10^3}{0.981 \times 97 \times 348} = 8.5 \text{ cm}^2$$

		M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens longitudinal	Appui	281.73	0.038	0.981	8.5	<b>6HA14</b>	<b>9.23</b>
	Travée	211.29	0.028	0.986	6.34	<b>6HA14</b>	<b>9.23</b>
Sens transversal	Appui	156.23	0.022	0.989	4.67	<b>6HA14</b>	<b>9.23</b>
	travée	117.17	0.016	0.992	3.5	<b>6HA14</b>	<b>9.23</b>

Tableau 47 : Ferrailage des nervures à L'ELU

## b) Armatures transversales

## - Diamètre minimal

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.666\text{mm}$$

- Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$
- On prend un cadre et un étrier de  $\phi = 8 \text{ mm}$

## • Espacement des armatures

## - En zone nodale

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 1.4\right\} = \{25; 16.8\}$$

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

## - En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

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

## • Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 2HA10 + 2HA8 = 2.57 \text{ cm}^2$  (01 cadres et 01 étrier)

**D) Vérification à l'ELU****a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 100 \times 2.1}{400} = 6.46 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

$$A_{\text{adopté}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adopté}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adopté}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adopté}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**a) Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

**- Sens longitudinale :**

$$T_{u\max} = 224.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{224.79 \times 10^3}{550 \times 970} = 0.42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**- Sens transversale :**

$$T_{u\max} = 159.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{159.02 \times 10^3}{550 \times 970} = 0.30 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**E) Vérification à l'ELS**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**▪ Sens X-X :****- Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{156.23}{78.93} = 1,9$$

Avec :

$$\mu_u = 0.038 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.101$$

$$\alpha = 0.101 \leq \frac{1,9-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.7 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{117.17}{59.19} = 1.9$$

Avec :

$$\mu_u = 0.028 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.087$$

$$\alpha = 0.087 \leq \frac{1,9-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.7 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

▪ **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{281.73}{142.35} = 1.9$$

Avec :

$$\mu_u = 0.022 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.078$$

$$\alpha = 0.078 \leq \frac{1,9-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.7 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{312.98}{229.43} = 1.9$$

Avec :

$$\mu_u = 0.016 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.066$$

$$\alpha = 0.066 \leq \frac{1,9-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,7 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

### ❖ Conclusion

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude consiste à une étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil. Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

## Références bibliographiques

---

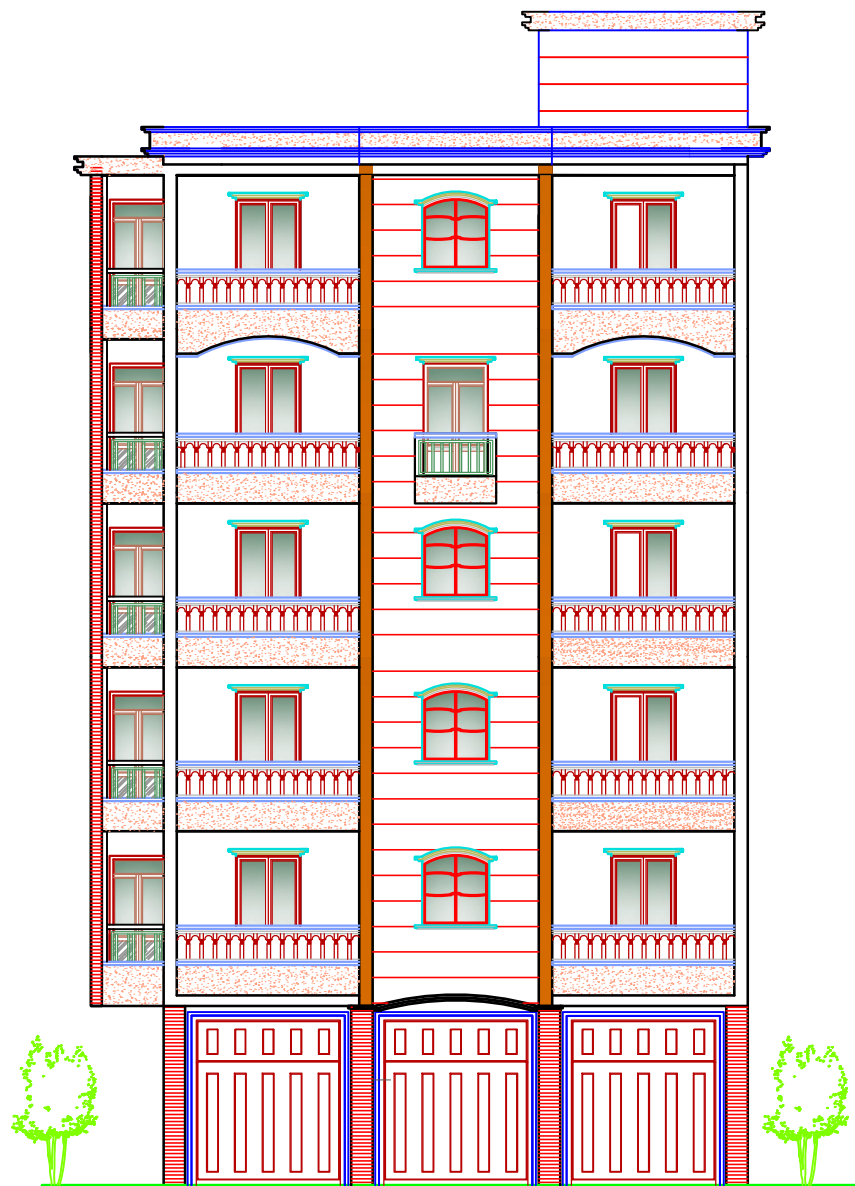
- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)

« Document technique réglementaire DTR B C2-48.

- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91modifié en 99.
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Calcul des ouvrages en béton armé. (Y. CHERAIT)
- Cour de DDS, RDM, MDS, bâtiment et de béton des années précédentes.
- Formulaire du béton arme de **Victor DAVIDOVICI**
- Dimensionnement des structures en béton (**RENAUD FAVRE, JEAN-PAUL JACCOUB, MILAN KOPRNA**).
- Les murs et les planchers (**GERARD CALVAT**)

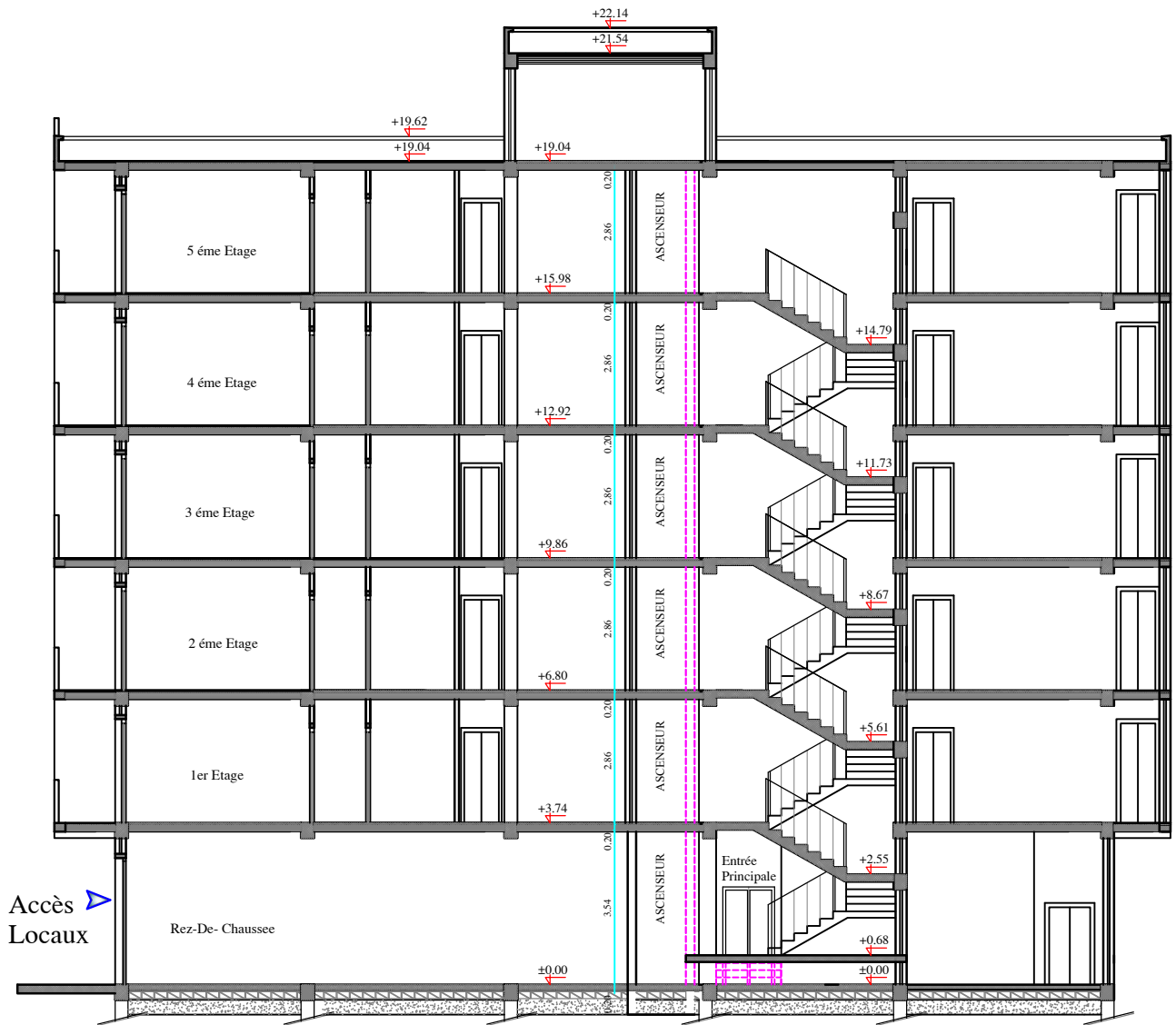
FACADE PRINCIPALE

ECH : 1/100



# COUPE A-A

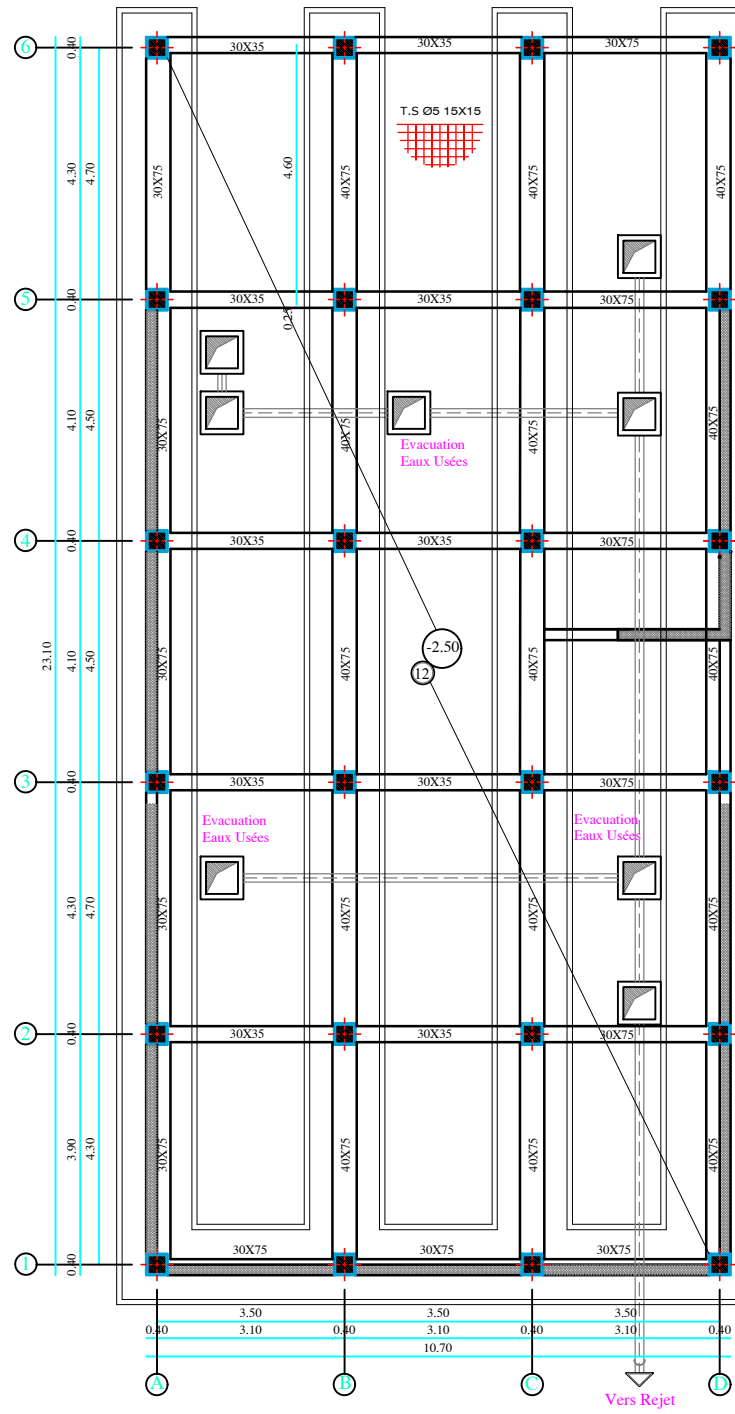
ECH : 1/100



COUPE -AA- Ech 1/50

# PLAN DE FONDATION

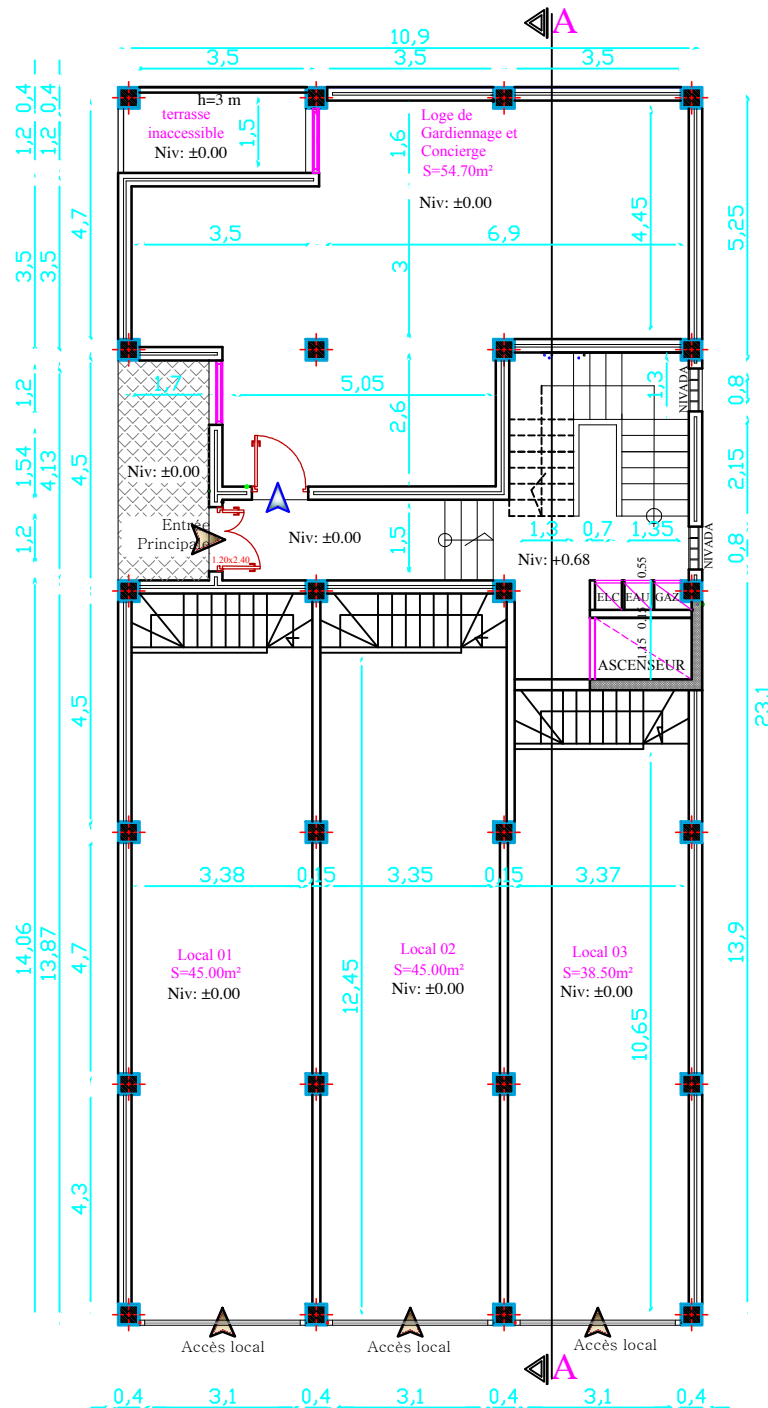
ECH : 1/100



PLAN DE FONDATIONS

# PLAN RDC

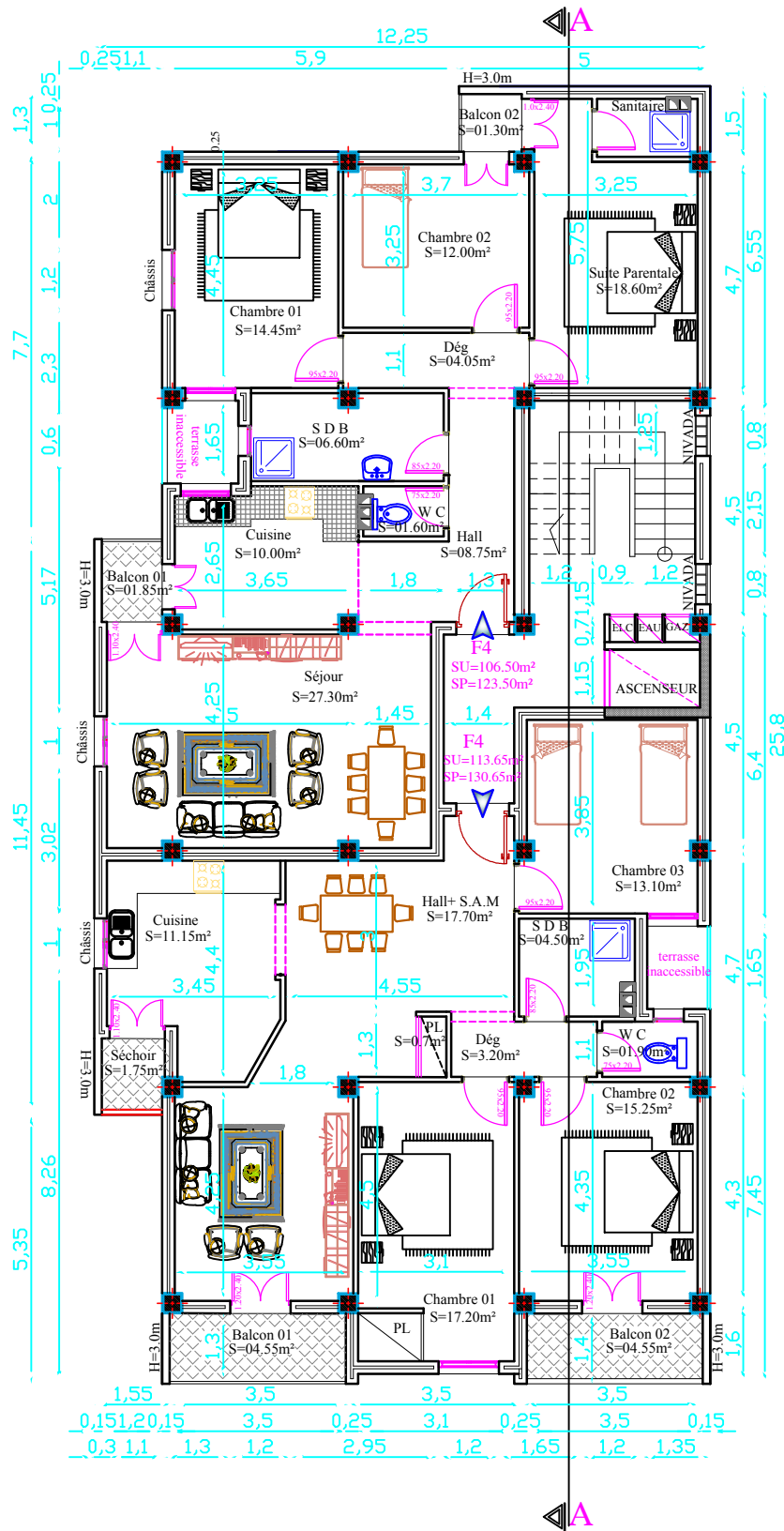
ECH : 1/100



**NOTA:** LES ESCALIERS MENANT VERS LE SOUS SOL SERONT DE TYPE PREFABRIQUE EN ACIER GALVANISE CONTRE MARCHE DE 19CM MARCHE DE 26 CM

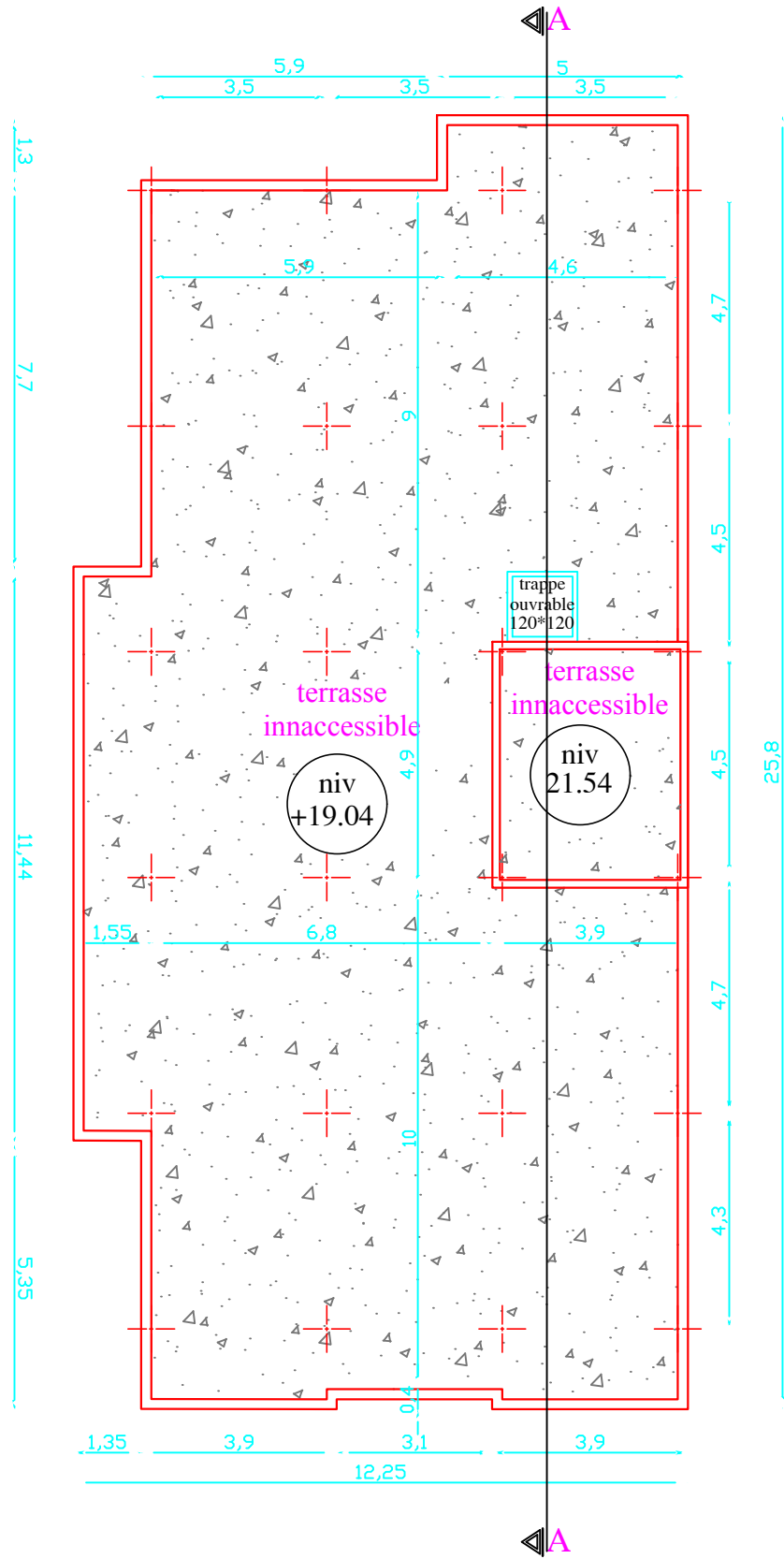
# PLAN ETAGE COURANT

ECH : 1/100

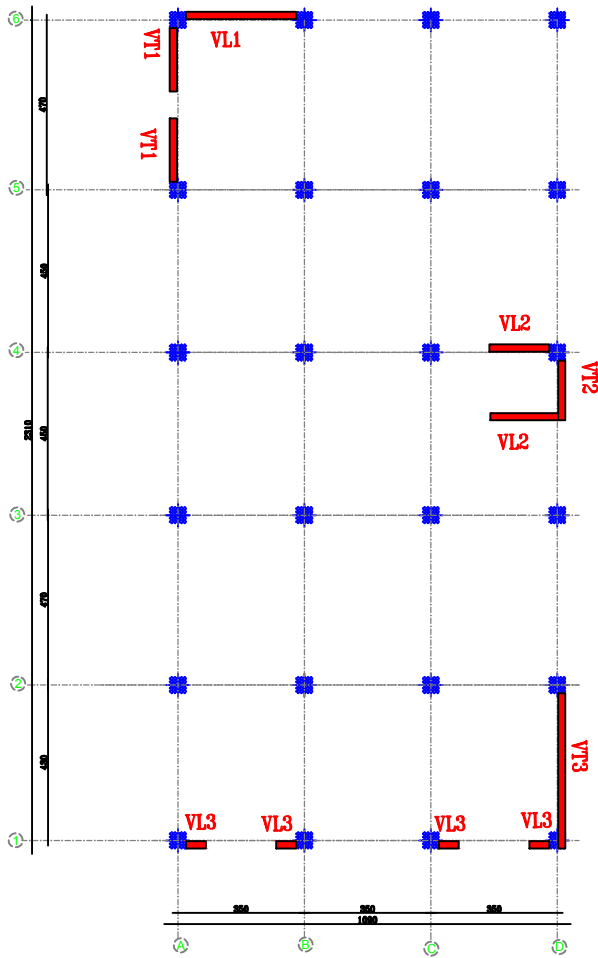


# PLAN DE TOITURE

ECH : 1/100

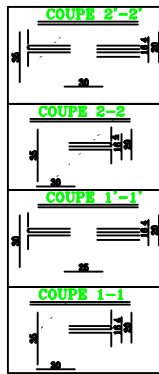
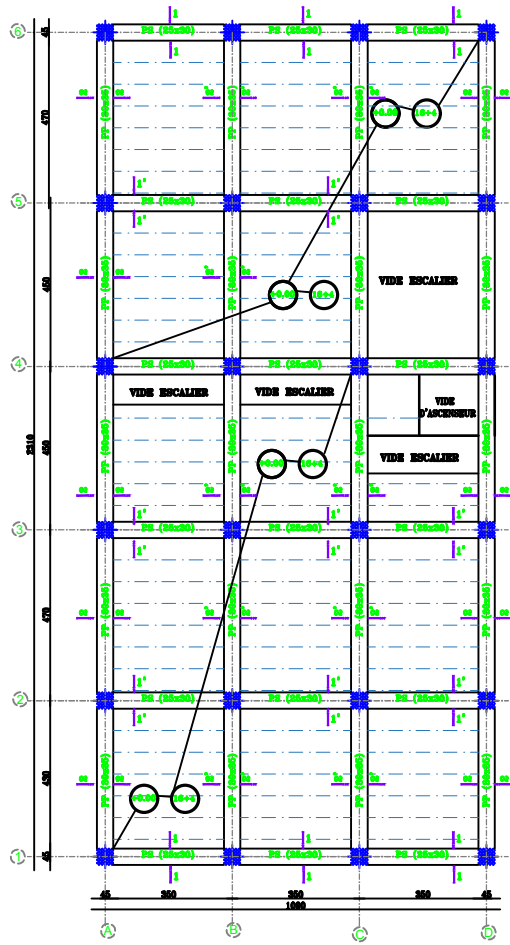


## DISPOSITION DES VOILES



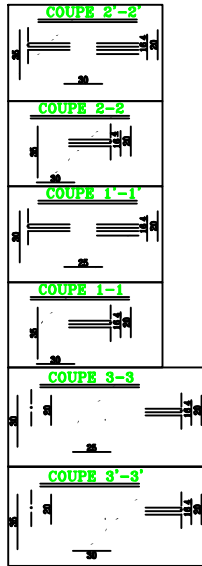
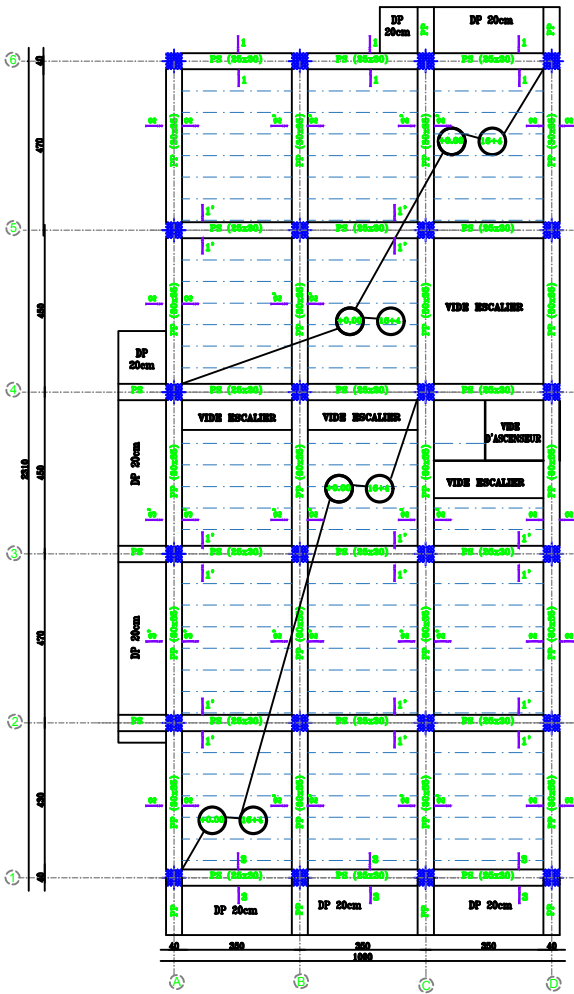
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr TOUATI JUGURTHA Mr ZIANI KOUCEILA	Disposition des voiles	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr BAZIZ. K	FEVRIER 2022

## COFFRAGE & FERRAILLAGE RDC NIV+0.00



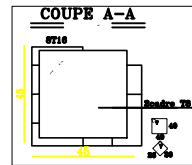
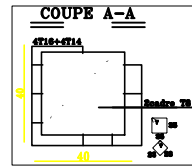
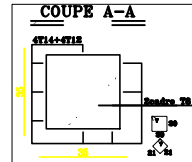
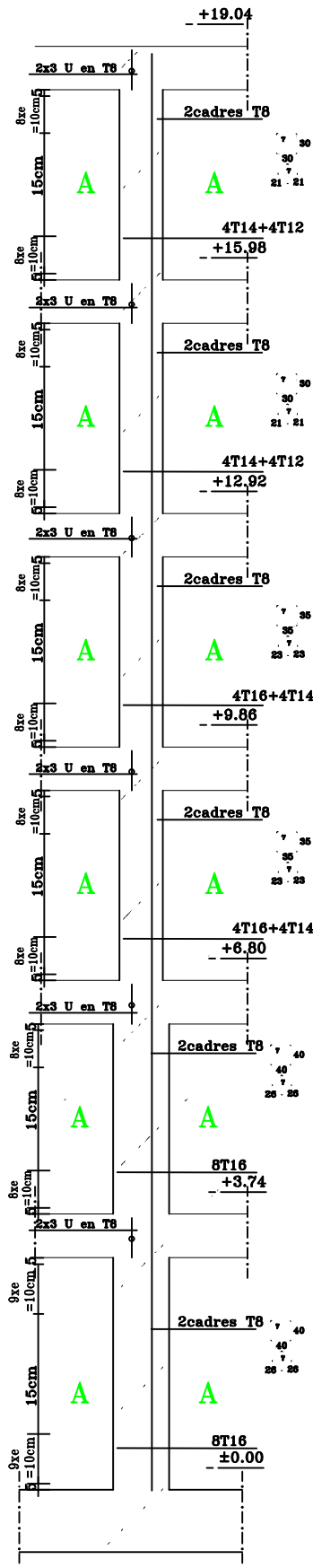
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr TOUATI JUGURTHA Mr ZIANI KOUCEILA	Plan de Coffrage RDC	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr BAZIZ. K	FEVRIER 2022

## COFFRAGE & FERRAILLAGE ETAGE COURANT



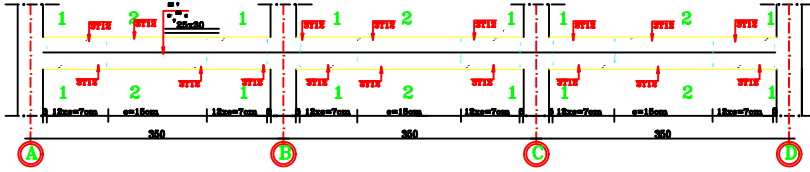
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr TOUATI JUGURTHA Mr ZIANI KOUCEILA	Plan de Coffrage étage courant	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr BAZIZ. K	FEVRIER 2022

# FERRAILLAGE POTEAUX



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr TOUATI JUGURTHA Mr ZIANI KOUCEILA	Plan Ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr BAZIZ. K	FEVRIER 2022

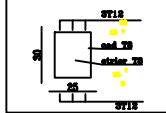
**POUTRES SECONDAIRES (25\*30)**



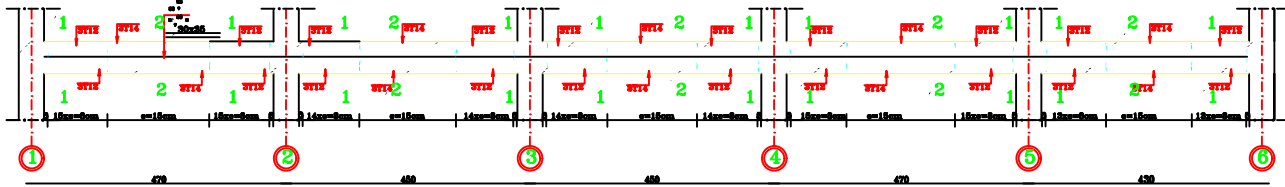
**COUPE 1-1 (appui)**



**COUPE 2-2 (travée)**



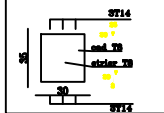
**POUTRES PRINCIPALES (30\*35)**



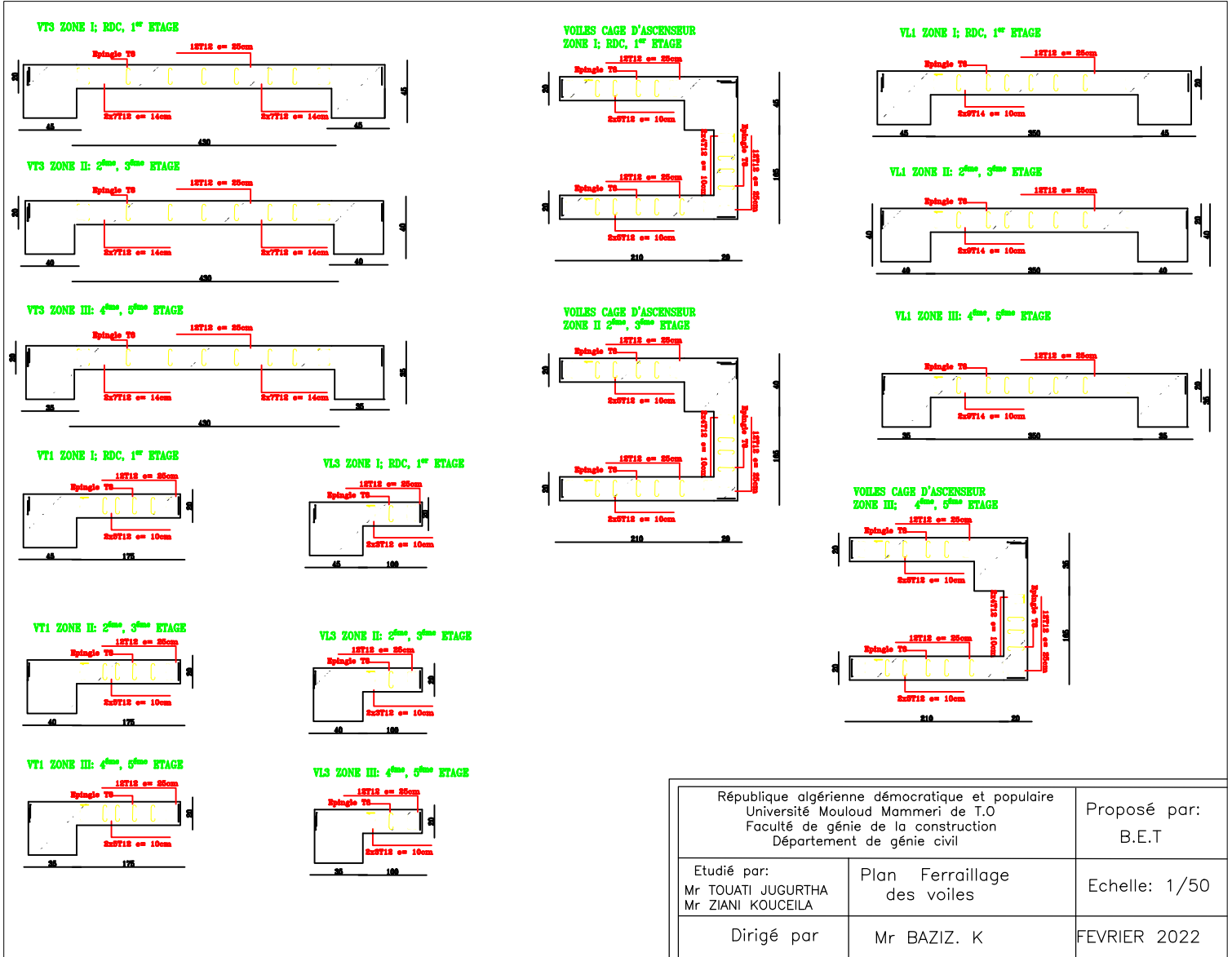
**COUPE 1-1 (appui)**



**COUPE 2-2 (travée)**

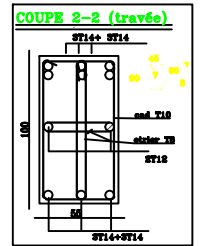
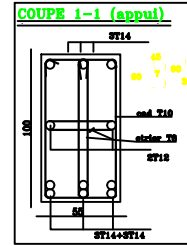
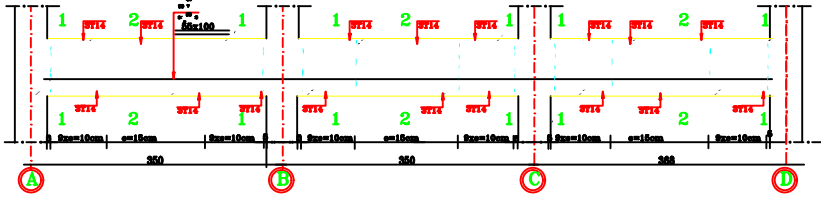


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr TOUATI JUGURTHA Mr ZIANI KOUCEILA	Plan Ferrailage des poutres	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr BAZIZ. K	FEVRIER 2022



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr TOUATI JUGURTHA Mr ZIANI KOUCEILA	Plan Ferrailage des voiles	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr BAZIZ. K	FEVRIER 2022

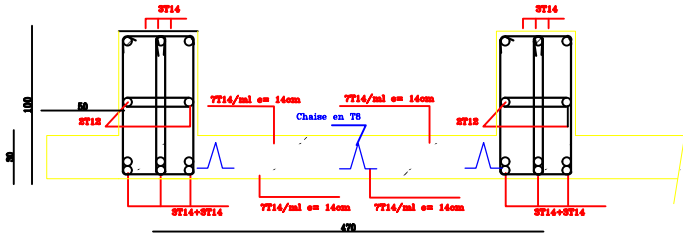
**NERVURES SENS LONGITUDINAL (55\*100)**



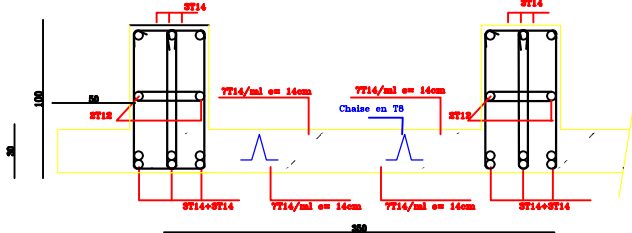
**NERVURES SENS TRANSVERSAL (55\*100)**



**FERRAILLAGE RADIER SENS TRANSVERSAL**



**NERVURES SENS TRANSVERSAL (55\*100)**



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: Mr TOUATI JUGURTHA Mr ZIANI KOUCEILA	Plan Ferrailage des nervures et radier	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr BAZIZ. K	FEVRIER 2022