

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de génie civil**



**Mémoire de Fin d'étude**

**En vue de l'obtention du Diplôme de Master 2 en Génie Civil**

**Option : Construction Civile et Industrielle**

**THEME :**

**Etude d'un bâtiment (s-sol + entre sol + RDC + 5 + comble + une charpente) à usages multiples contreventé par voile Avec l'utilisation de ETABS 9.7.0**



**Réalisé par :**

Mlle AMEUR Sabrina

Mlle AIT HAMI Samira

**Dirigé par :**

Mr IDDIR Abdelkader

**Année universitaire 2019/ 2020**

# **Remerciements**

*Arrivant au terme de ce travail, nous tenons à exprimer dans ces lignes notre reconnaissance à toutes les personnes qui ont participé d'une manière ou d'une autre à son aboutissement.*

*En premier lieu, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr IDDIR Abdelkader, de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, pour sa disponibilité et ses précieux conseils. Lui qui n'a jamais manqué de nous conseiller et de nous orienter tout au long de notre mémoire. Qu'il trouve ici l'expression de notre respect et de notre profonde reconnaissance.*

*Nous présentons nos respects et nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail.*

*Nous ne pourrions clôturer ces quelques lignes sans témoigner nos plus vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à nos parents qui ont tant sacrifié dans leurs vies, pour nous garantir une éducation et un avenir.*

# **Dédicaces**

## ***A ma chère maman Ourida et mon cher papa Arezki***

*Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Vous étiez toujours à mes côtés dans les bons moments et dans les rudes épreuves. Pour tout l'amour que vous me portez et pour votre encouragement.*

## ***A mon frère Mohand et sa femme Kaissa, et mes sœurs Dihia et Thiziri***

*Vous occupez une énorme place dans mon cœur. Je vous apprécie tellement. Pour tous les moments passés ensemble, je vous souhaite un avenir agréable, plein de bonheur et de succès.*

## ***A tous mes amis qui m'ont aidé de près ou de loin et à toute la promotion de génie civil***

***2019/2020***

*Votre amitié m'est très chère et précieuse. Vous connaître fût l'une des plus belles choses qui me soient arrivées.*

## ***A ma binôme Sabrina***

*Avec toi j'ai vécu des moments de stresse, mais surtout de joie. Merci d'avoir contribué à ce travail.*

***Samira***

# **Dédicaces**

## ***A ma très chère et douce maman, Dahbia***

*Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer l'immensité de l'amour et de l'affection que j'éprouve pour toi. Toi qui m'as toujours comblé de tendresse, et encouragé tout au long de mon parcours. Ta présence seule me suffit.*

## ***A mon très cher père, Mohamed***

*Autant d'expressions aussi vives soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain. Je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté.*

## ***A mes frères Amar, Kamel et leurs femmes. A mes sœurs Yamina, Amel, Malha et leurs époux***

*Vous n'avez pas cessé de me soutenir et de m'encourager. Vous étiez toujours présents à mes côtés quand il le fallait. Vous occupez une place particulière dans mon cœur.*

## ***A mes nièces et neveux***

*Pour toute l'ambiance dont vous m'entourez. Je prie le bon Dieu de vous bénir et de veiller sur vous.*

## ***A la mémoire de mes grands-parents Amar, Yamina et Malha***

*Vous êtes toujours dans mon esprit et dans mon cœur. Que Dieu, le miséricordieux, vous accueille dans son éternel paradis.*

## ***A mon grand-père Mouloud, à mes oncles et tantes et leurs petites familles***

*Je vous aime énormément.*

## ***A mes amis, ma chère cousine Chahinez et à toute la promotion de génie civil 2019/2020***

*Votre encouragement et votre soutien étaient la bouffée d'oxygène qui me ressourçait quand il le fallait. En souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble.*

## ***A ma binôme Samira***

*En souvenir de nos éclats de rire et des bons moments. Merci d'avoir contribué à ce travail.*

**Sabrina**

# SOMMAIRE

## Introduction

### Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Introduction: .....	1
I.1-Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2- caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	1
I.3- Les éléments constitutifs de l'ouvrage .....	2
• Ossature .....	2
• Planchers .....	2
• Maçonnerie .....	3
• Revêtement .....	3
• Escalier .....	4
• Charpente .....	4
• Toiture .....	4
• Acrotère .....	5
• Chéneaux .....	5
• Fondations .....	5
I.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
• Béton .....	5
• Acier .....	9

### Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Introduction: .....	13
II.1- les planchers .....	13
• Planchers en corps creux .....	13
• Dalles pleines .....	14
II.2- les poutres .....	14
• Poutres secondaires .....	15
• Poutres principales .....	15
• Poutre palière .....	16
II.3 -Les voiles .....	17

II.4- Les poteaux .....	19
II.5 - Vérification des règles de RPA 99 / 2003.....	28
II.6 - Vérification des poteaux en flambement.....	28

### **Chapitre III: Calcul des éléments secondaires**

Introduction: .....	31
III.1- Etude de l'acrotère .....	31
III.2- Calcul de l'escalier .....	39
III.3-Calcul de la poutre palière .....	55
III.4-Calcul des planchers.....	62
III.5-Calcul des chéneaux .....	105
III.6-Calcul de la poutre de chaînage .....	112

### **Chapitre IV: Modélisations et vérification des exigences de l'RPA**

Introduction .....	129
IV.1-Modélisation .....	129
IV.2-Etapes de modélisation .....	130
IV.3-Méthode de calcul .....	141
IV.4-Vérification des conditions de l'RPA version 2003 .....	142
IV.5-Système de contreventement .....	143
IV.6-Vérification de l'effort tranchant à la base .....	143
IV.7-Vérification de l'effort normal réduit .....	147
IV.8-Vérification des déplacements latéraux inters étages .....	147
IV.9-Déplacement maximaux .....	148
IV.10-Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	149
IV.11-Vérification au renversement .....	151

### **Chapitre V: Ferrailage des éléments principaux**

V.1-Ferraillage des poutres .....	153
V.2-Ferraillage des poteaux .....	171
V.3-Ferraillage des voiles .....	189

## **Chapitre VI: Mur plaque**

Introduction.....	203
VI.1-Exigences de l’RPA99 modifié 2003 .....	203
VI.2-Méthode de calcul .....	203
VI.3-Ferraillage de mur plaque à l’ELU .....	204
VI.4-Vérification à l’ELU .....	206
VI.5-Vérification à l’ELS .....	207

## **Chapitre VII: Etude de l’infrastructure**

Introduction .....	209
VII.1-Calcul de la semelle filante, zone I (sous sol) .....	209
• Ferraillage ( méthode des bielles).....	213
• Poutre de rigidité .....	216
• Longrines .....	220
VII.2-Calcul de la semelle filante, zone II (entre-sol) .....	221
• Semelle filante sous poteaux .....	222
• Semelle filante sous voiles .....	223
• Calcul de la poutre de rigidité .....	225
• Ferraillage de la semelle .....	227
• Ferraillage des longrines .....	227

**Conclusion générale.**

**Bibliographie.**

## Liste des tableaux :

<b>Tableau I-4-2-1-1</b> : Caractéristique des aciers utilisés .....	9
<b>Tableau II-2-4</b> : Vérification des contraintes exigées par l’RPA .....	16
<b>Tableau II-4-1</b> : Charge revenant à la toiture .....	19
<b>Tableau II-4-2</b> : Charge revenant au plancher sous toiture .....	19
<b>Tableau II-4-3</b> : Charge revenant aux étages courant .....	19
<b>Tableau II-5</b> : Charge permanente des différents éléments constituant le plancher dalle pleine ....	20
<b>Tableau II-6</b> : Charge permanente de mur extérieur .....	21
<b>Tableau II-7</b> : Charge revenant au mur intérieur .....	21
<b>Tableau II-8</b> : Coefficient de dégression des surcharges .....	24
<b>Tableau II-9</b> : Tableau récapitulatif de la décente de charge .....	26
<b>Tableau II-10</b> : Vérification des conditions du RPA 99 vérifié 2003 .....	27
<b>Tableau III-1</b> : Evaluation des charges et des surcharges du palier .....	30
<b>Tableau III-2</b> : Evaluation des charges et des surcharges de la volée .....	39
<b>Tableau III-4-1</b> : Moment en travée des poutrelles à l’ELU .....	66
<b>Tableau III-4-2</b> : L’effort tranchant dans les poutrelles à l’ELU .....	67
<b>Tableau III-4-1-1</b> : Moment en travée des poutrelles à l’ELU .....	68
<b>Tableau III-4-4</b> : L’effort tranchant dans les poutrelles à l’ELU .....	69
<b>Tableau III-4-5</b> : Le moment en travée des poutrelles à l’ELU .....	71
<b>Tableau III-4-6</b> : L’effort tranchant dans les poutrelles à l’ELU .....	71
<b>Tableau III-4-7</b> : Moment en travée des poutrelles à l’ELU .....	74
<b>Tableau III-4-8</b> : L’effort tranchant dans les poutrelles à l’ELU .....	75
<b>Tableau III-4-9</b> : Moment et effort tranchant des poutrelles à l’ELS .....	79
<b>Tableau III-4-10</b> : L’effort tranchant dans les poutrelles à l’ELS .....	81
<b>Tableau III-4-11</b> : L’effort tranchant dans les poutrelles à l’ELS .....	82
<b>Tableau III-4-12</b> : L’effort tranchant dans les poutrelles à l’ELS .....	83
<b>Tableau III-4-2-1</b> : Evaluation des charges permanentes du balcon .....	89
<b>Tableau III-5-4</b> : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton .....	107

<b>Tableau IV-1</b> : Participation modale .....	130
<b>Tableau IV-2</b> : Efforts Tranchants et les moments à la base de la structure .....	134
<b>Tableau IV-3</b> : Vérification de l'excentricité .....	135
<b>Tableau IV-4</b> : Vérification de l'effort normal réduit .....	135
<b>Tableau IV-5</b> : Déplacement relatif dans les deux sens .....	136
<b>Tableau IV-6</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ dans les deux sens .....	139
<b>Tableau V-1-3</b> : Ferrailage des poutres principales en travée .....	144
<b>Tableau V-1-4</b> : Ferrailage des poutres principales en appuis .....	144
<b>Tableau V-1-5</b> : Ferrailage des poutres secondaires loin des voiles en travée .....	145
<b>Tableau V-1-6</b> : Ferrailage des poutres secondaires loin des voiles aux appuis .....	145
<b>Tableau V-1-7</b> : Ferrailage des poutres secondaires solidaire des voiles en travée .....	145
<b>Tableau V-1-8</b> : Ferrailage des poutres secondaires solidaire des voiles en appuis .....	146
<b>Tableau V-1-9</b> : Ferrailage des fermes .....	146
<b>Tableau V-1-10</b> : Ferrailage des pannes .....	146
<b>Tableau V-1-11</b> : Vérification des contraintes à l'ELS pour toutes les poutres .....	150
<b>Tableau V-1-12</b> : Calcul de la flèche pour toutes les poutres .....	153
<b>Tableau V-2-1</b> : Caractéristique mécanique des matériaux .....	159
<b>Tableau V-2-3</b> : Ferrailage des poutres à l'ELU dans les sens .....	166
<b>Tableau V-2-4</b> : Choix des armatures longitudinales .....	167
<b>Tableau V-2-6</b> : Quantité d'armature .....	170
<b>Tableau V-2-7</b> : Ferrailage des poteaux adopté dans les deux sens .....	170
<b>Tableau V-2-8</b> : Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS dans les deux sens .....	172
<b>Tableau V-2-9</b> : Choix des armatures longitudinales .....	173
<b>Tableau V-2-10</b> : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton .....	176
<b>Tableau V-3-7</b> : Ferrailage adopté .....	185
<b>Tableau VI-1</b> : Ferrailage de mur plaque .....	198
<b>Tableau VI-2</b> : Vérification des contraintes dans le béton .....	201
<b>Tableau VII-1-1</b> : Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteaux .....	204

<b>Tableau VII-1-2</b> : Résultats de calcul d'une semelle filante sous voiles dans les deux sens .....	205
<b>Tableau VII-1-3</b> : Les efforts que reprennent les poteaux du portique le plus sollicité à l'ELU .....	208
<b>Tableau VII-2-1</b> : Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteaux .....	215
<b>Tableau VII-2-2</b> : Résultats de calcul d'une semelle filante sous voiles dans les deux sens .....	216
<b>Tableau VII-2-3</b> : Ferrailage des appuis .....	218
<b>Tableau VII-2-4</b> : Ferrailage de la travée .....	218
<b>Tableau VII-2-5</b> : Vérification à l'ELS (aux appuis) .....	218
<b>Tableau VII-2-6</b> : Vérification à l'ELS (en travée) .....	218
<b>Tableau VII-2-7</b> : Armature adoptée aux appuis .....	219
<b>Tableau VII-2-8</b> : Armature adoptée en travée .....	219

## Liste des figures :

<b>Figure I-3-2-1</b> : Elément d'un plancher en corps creux .....	2
<b>Figure I-3-2-2</b> : Elément d'un plancher en dalle pleine .....	3
<b>Figure I-3-3-1</b> : Schéma pour les parois .....	3
<b>Figure I-3-5-1</b> : Schéma descriptif d'un escalier .....	4
<b>Figure I-3-7-1</b> : Schéma descriptif de la toiture .....	4
<b>Figure I-4-1-2-1</b> : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU .....	7
<b>Figure I-4-1-2-2</b> : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS .....	8
<b>Figure I-4-2-2-1</b> : Diagramme contrainte-déformation des aciers à l'ELU .....	10
<b>Figure I-4-2-2-2</b> : Diagramme contrainte-déformation des aciers à l'ELS .....	11
<b>Figure II-1-1 -1</b> : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux .....	13
<b>Figure II-2-1</b> : dimensions de la poutre secondaire .....	14
<b>Figure II-2-2</b> : dimensions de la poutre principale .....	15
<b>Figure II-2-3</b> : dimensions de la poutre palière .....	16
<b>Figure II-3-1</b> : Coupe de voile en élévation .....	17
<b>Figure II-3-2</b> : Coupe de voile en plan .....	17
<b>Figure II-4-3</b> : coupe vertical du plancher étage courant .....	20
<b>Figure II-5</b> : coupe vertical du plancher dalle pleine .....	20
<b>Figure II-6</b> : coupe vertical d'un mur extérieur .....	20
<b>Figure II-7</b> : coupe vertical d'un mur intérieur .....	21
<b>Figure II-8</b> : Surface d'influence de poteau .....	22
<b>Figure II-9</b> : dégression vertical des surcharges d'exploitations .....	24
<b>Figure III-1-1</b> : Coupe Schématique de l'acrotère .....	29
<b>Figure III-1-2</b> : Diagramme des efforts internes .....	30
<b>Figure III-1-3</b> : Section rectangulaire soumise à une flexion composée .....	31
<b>Figure III-1-4</b> : Schéma statique de la section de l'acrotère .....	31
<b>Figure III-1-5</b> : Ferrailage de l'acrotère .....	35
<b>Figure III-2-1</b> : terminologie des escaliers .....	36
<b>Figure III-2-2</b> : schéma statique de l'escalier .....	38
<b>Figure III-2-3</b> : Schéma statique de calcul à l'ELU .....	40

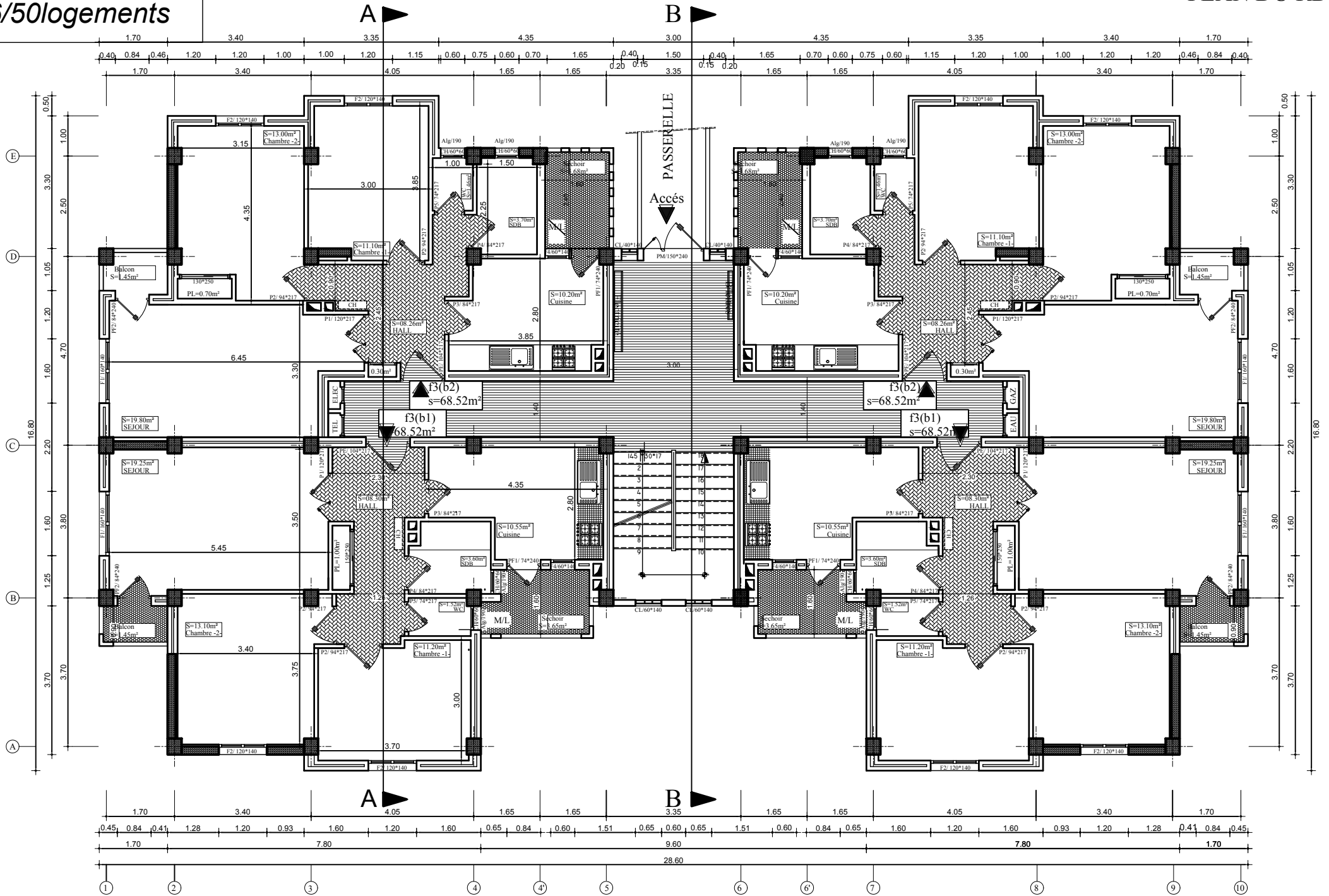
<b>Figure III-2-4</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier .....	42
<b>Figure III-2-5</b> : Schéma statique de calcul à l'ELS .....	46
<b>Figure III-2-6</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalie.....	48
<b>Figure III-2-7</b> : Ferrailage de l'escalier .....	51
<b>Figure III-3-1</b> : Schéma statique de la poutre palière .....	52
<b>Figure III-3-2</b> : Schéma statique de calcul à l'ELU .....	53
<b>Figure III-3-3</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELU .....	54
<b>Figure III-3-4</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELS .....	57
<b>Figure III-3-5</b> : Ferrailage de la poutre palière .....	59
<b>Figure III-4-1-1</b> : Ferrailage de la dalle de compression .....	60
<b>Figure III-4-1-2</b> : Schématisation de la section des poutrelles .....	61
<b>Figure III-4-1-3</b> : Schéma statique de la poutre .....	66
<b>Figure III-4-1-4</b> : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU .....	67
<b>Figure III-4-1-5</b> : Schéma statique de la poutre .....	67
<b>Figure III-4-1-6</b> : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU .....	69
<b>Figure III-4-1-7</b> : Schéma statique de la poutre .....	70
<b>Figure III-4-1-8</b> : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU .....	72
<b>Figure III-4-1-9</b> : Schéma statique de la poutre .....	72
<b>Figure III-4-1-10</b> : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU .....	75
<b>Figure III-4-1-11</b> : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS .....	80
<b>Figure III-4-1-12</b> : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS .....	81
<b>Figure III-4-1-13</b> : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS .....	82
<b>Figure III-4-1-14</b> : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS .....	84
<b>Figure III-4-1-15</b> : Schéma de ferrailage du plancher RDC .....	88
<b>Figure III-4-2-1</b> : Schéma statique de balcon .....	89
<b>Figure III-4-2-2</b> : Diagramme des moments des moments à l'ELU et l'ELS de balcon .....	90
<b>Figure III-4-2-3</b> : Schéma de ferrailage Du balcon .....	95
<b>Figure III-5-1-1</b> : Coupe vertical des chéneaux .....	101
<b>Figure III-5-1-2</b> : Schéma statique de calcul .....	101
<b>Figure III-5-2-1</b> : Présentation de la console .....	105

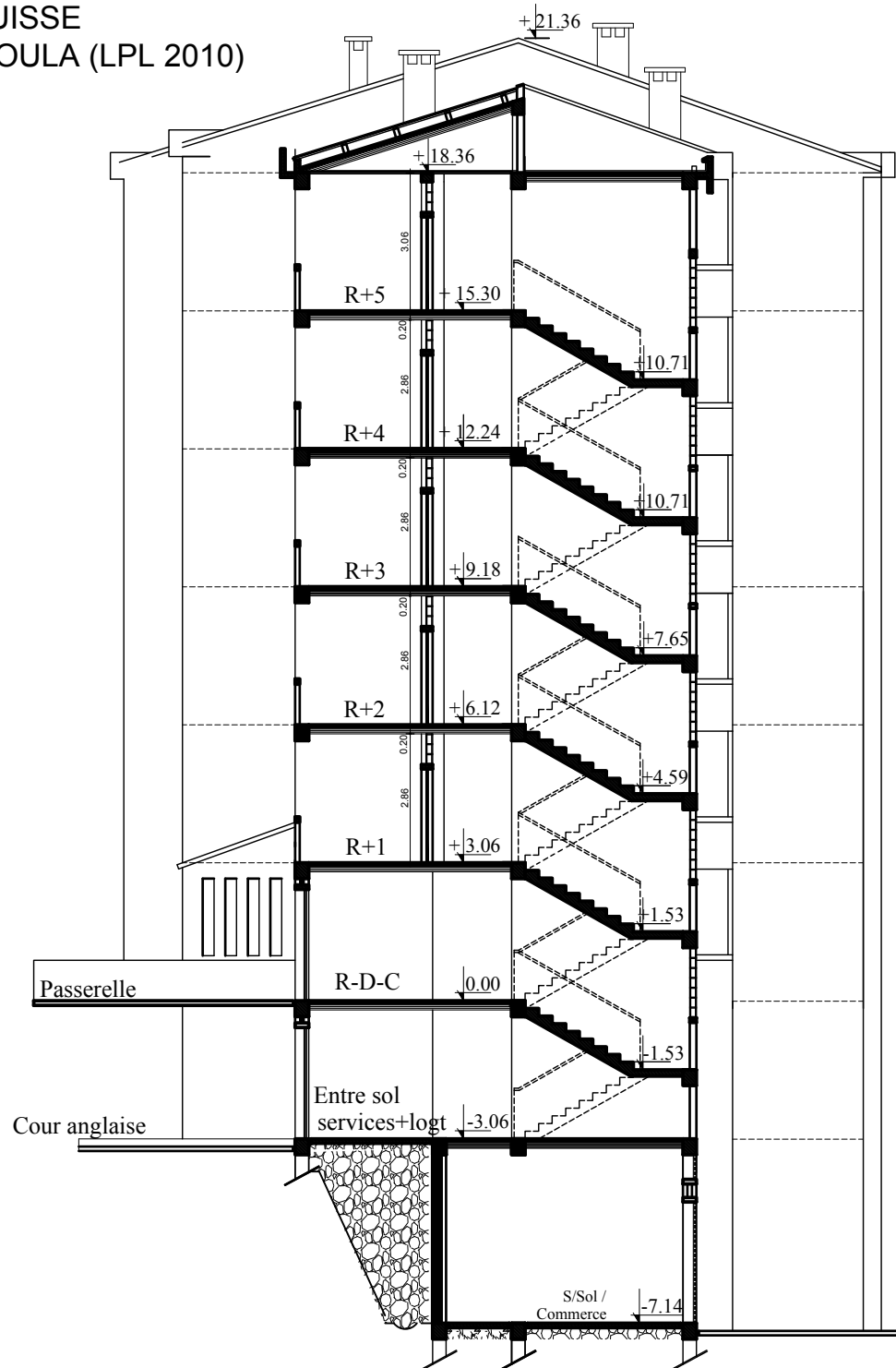
<b>Figure III-5-2-2 : Ferrailage des chéneaux</b> .....	107
<b>Figure III-6-1 : Schéma statique de calcul à l'ELU</b> .....	109
<b>Figure III-6-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU</b> .....	110
<b>Figure III-6-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS</b> .....	111
<b>Figure III-6-4 : Ferrailage de la poutre de chainage</b> .....	116
<b>Figure IV-1 : introduction des lignes de grille</b> .....	119
<b>Figure IV-2 : Introduction des distances selon X-X et Y-Y</b> .....	119
<b>Figure IV-3 : Introduction des propriétés mécaniques du béton</b> .....	120
<b>Figure IV-4 : dimensionnement des éléments</b> .....	121
<b>Figure IV-5 : Dimensionnement du plancher corps creux et du voile</b> .....	121
<b>Figure IV-6 : Affectation des poutres</b> .....	122
<b>Figure IV-7 : Affectation des poteaux</b> .....	122
<b>Figure IV-8 : Affectation des voiles</b> .....	122
<b>Figure IV-9 : Affectation de la dalle pleine</b> .....	122
<b>Figure IV-10 : Définition des charges G et Q</b> .....	123
<b>Figure IV-11 : Spectre de réponse</b> .....	124
<b>Figure IV-12 : Définition du spectre</b> .....	124
<b>Figure IV-13 : La réponse du spectre</b> .....	124
<b>Figure IV-14 : Spectre selon X</b> .....	125
<b>Figure IV-15 : Spectre selon Y</b> .....	125
<b>Figure IV-16 : Introduction des charges</b> .....	125
<b>Figure IV-17 : Création des combinaisons</b> .....	126
<b>Figure IV-18 : Pourcentage de la participation des charges</b> .....	127
<b>Figure IV-19 : Encastrement des appuis</b> .....	127
<b>Figure IV-20 : Spécification de diaphragme</b> .....	128
<b>Figure IV-21 : Introduction de nombre de mode</b> .....	128
<b>Figure IV-22 : Modèle de la structure en 3D</b> .....	129
<b>Figure IV-23 : Déplacements maximales suivant Ex</b> .....	137
<b>Figure IV-24 : Déplacement maximales suivant Ey</b> .....	138
<b>Figure V-1-1 : Section simplement armée</b> .....	143

<b>Figure V-1-2</b> : Section doublement armée .....	143
<b>Figure V-1-3</b> : Ferrailage en travée d'une poutre principale .....	154
<b>Figure V-1-4</b> : Ferrailage sur appuis d'une Poutre principale .....	154
<b>Figure V-1-5</b> : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire loin des voiles .....	155
<b>Figure V-1-6</b> : Ferrailage sur appui d'une poutre secondaire loin des voiles .....	155
<b>Figure V-1-7</b> : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire solidaire des voiles .....	156
<b>Figure V-1-8</b> : Ferrailage sur appui d'une poutre secondaire solidaire des voiles .....	156
<b>Figure V-1-9</b> : Ferrailage en travée des fermes .....	157
<b>Figure V-1-10</b> : Ferrailage sur appuis des fermes .....	157
<b>Figure V-1-11</b> : Ferrailage en travée des pannes .....	158
<b>Figure V-1-12</b> : Ferrailage sur appuis des pannes .....	158
<b>Figure V-2-1</b> : Schéma de calcul en flexion composée .....	162
<b>Figure V-2-2</b> : Zone nodale des poteaux .....	168
<b>Figure V-2-3</b> : Ferrailage des poteaux .....	177
<b>Figure V-2-4</b> : Disposition des voiles dans la structure ( sous sol 1 à la charpente ).....	183
<b>Figure V-3-1</b> : Schéma statique .....	192
<b>Figure V-3-2</b> : Position du linteau .....	193
<b>Figure V-3-3</b> : Schéma de ferrailage du linteau 1 .....	195
<b>Figure VI-1</b> : Vue en plan du mur plaque .....	196
<b>Figure VI-2</b> : Diagrammes des contraintes à l'ELU et l'ELS .....	197
<b>Figure VII-1-1</b> : Zone d'ancrage de la structure .....	202
<b>Figure VII-1-2</b> : Schéma statique de la semelle isolée .....	203
<b>Figure VII-1-3</b> : Sollicitation revenant à la poutre de rigidité .....	210
<b>Figure VII-2-1</b> : Portique le plus sollicité .....	214
<b>Figure VII-2-2</b> : Schéma statique des semelles sous poteaux .....	217
<b>Figure VII-2-3</b> : Ferrailage des longrines .....	220

**BLOC (A)**  
26/50logements

PLAN DU RDC

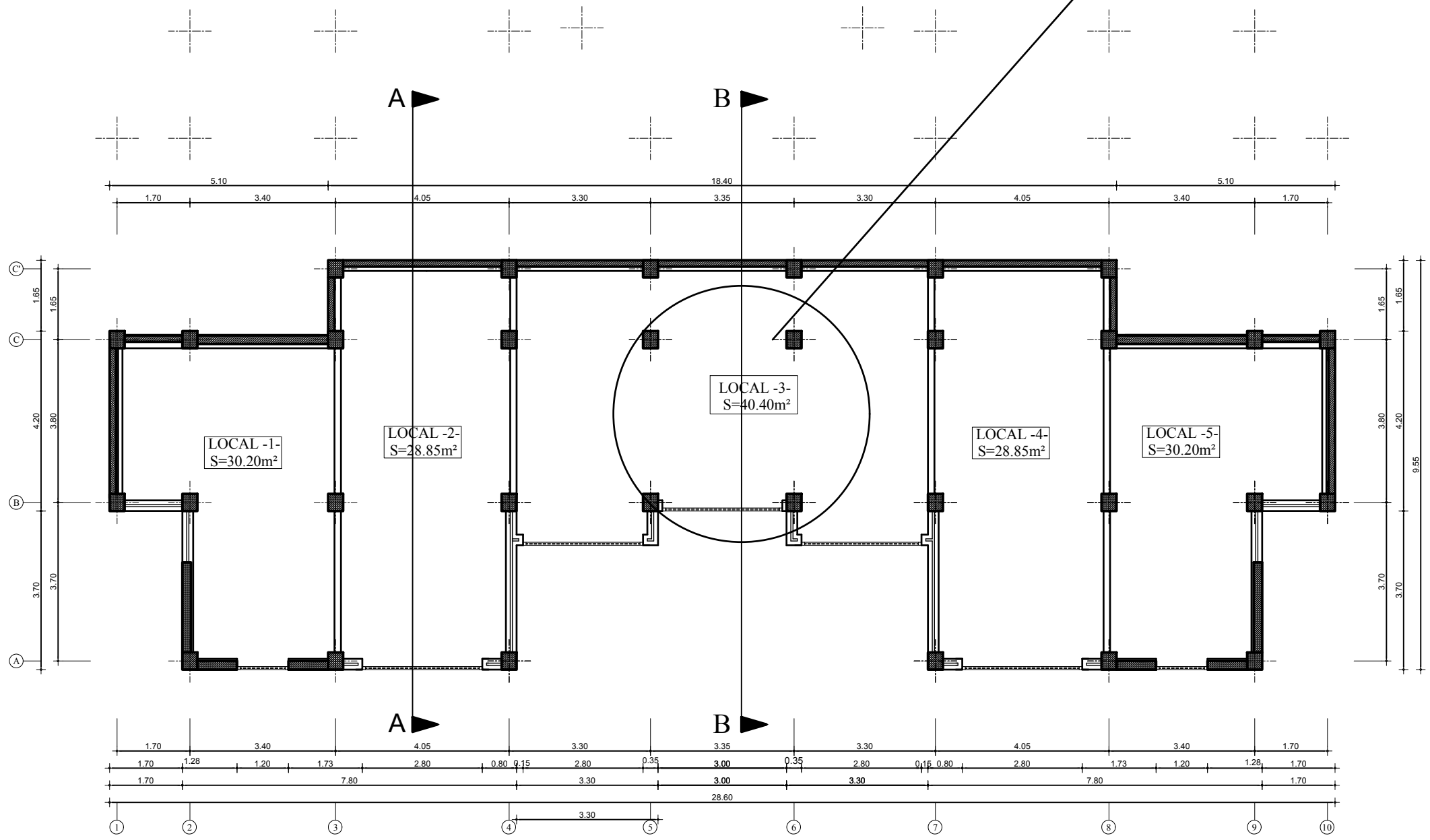




COUPE -B-B-  
ECH: 1/100

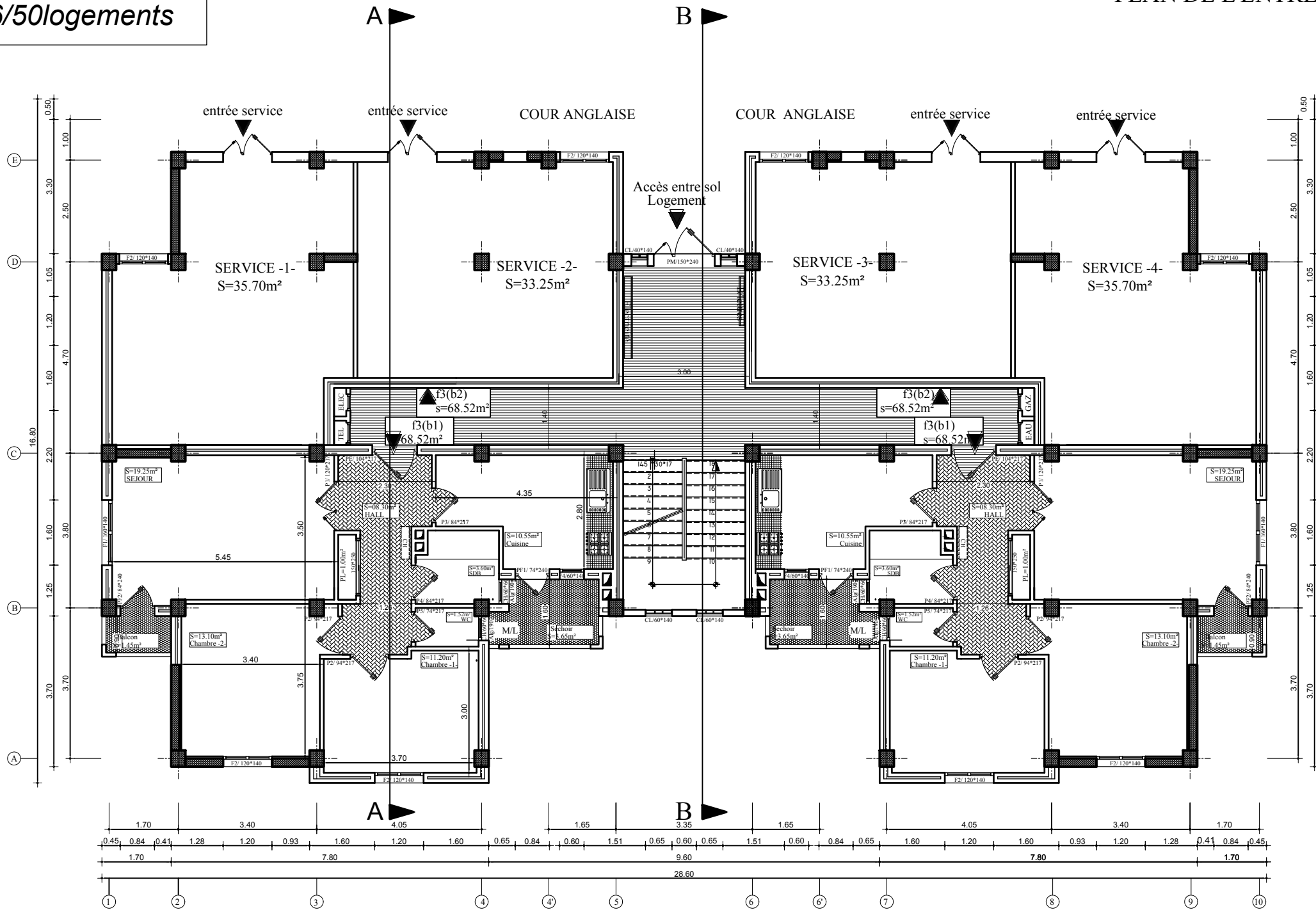
**BLOC (A)**  
26/50logements

PLAN DU SOUS SOL



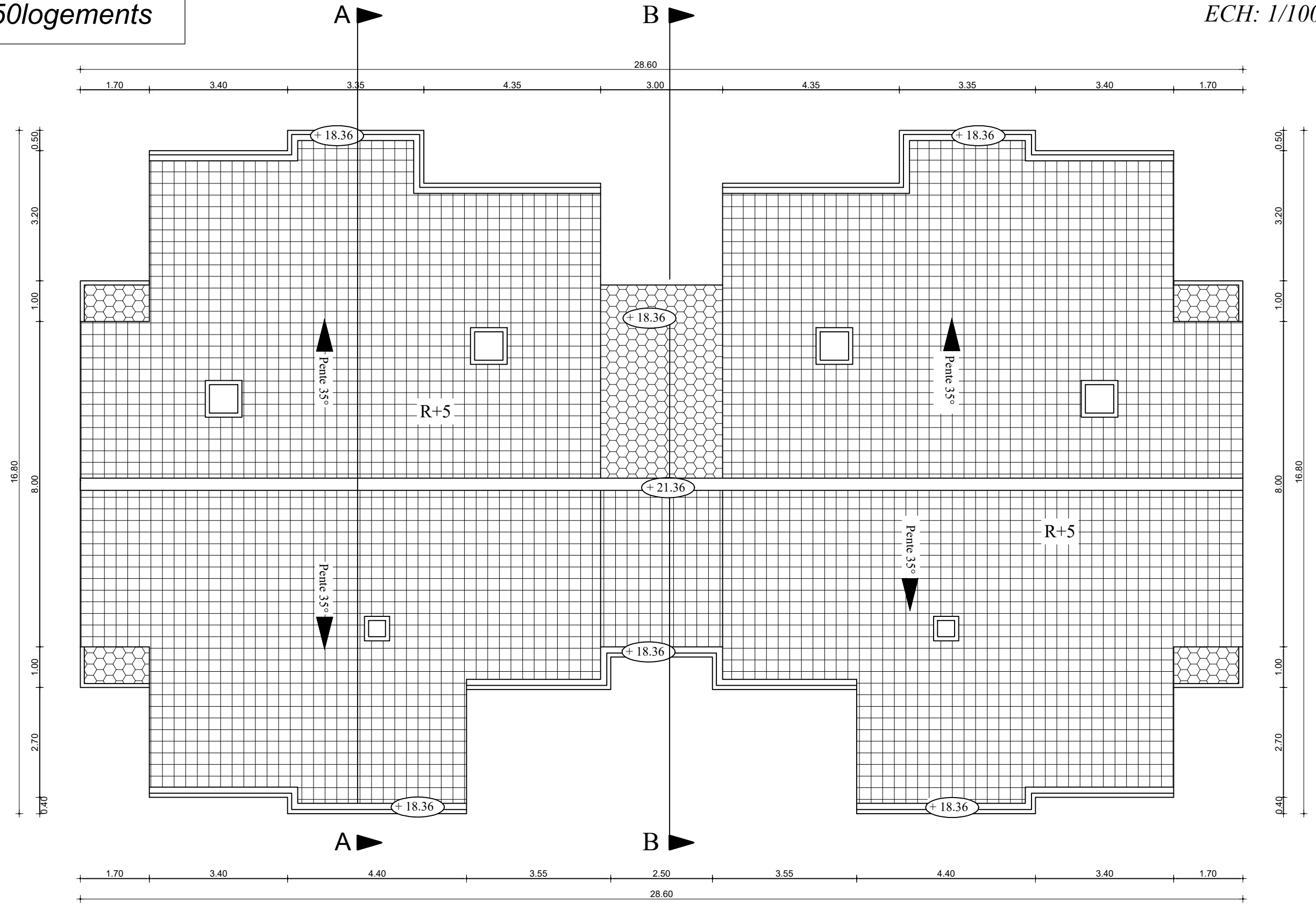
**BLOC (A)**  
26/50logements

PLAN DE L'ENTRE SOL



**BLOC (A)**  
26/50 logements

**PLAN DE TOITURE**  
ECH: 1/100



**BLOC (A)**  
26/50logements

*FACADE PRINCIPALE*  
*ECH: 1/100*



# Introduction générale



Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, et la réhabilitation d'ouvrages et d'infrastructures urbaines. Leur rôle est de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité de public et la protection de l'environnement.

Les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs. L'analyse approfondie des ouvrages touchée par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement cruciales. Donc nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique, non seulement appliquer les règlements parasismiques pour éviter les dégâts.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes.

En Algérie, nous utilisons en plus des autres règlements, le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises lors de notre formation, nous allons étudier un bâtiment en ( 2 s-sol + RDC+5 + charpente en bois) à usages multiples contreventement mixte, en plus d'un calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, s'en suit une étude dynamique de la structure qui sera soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003, sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.7.0 puis en passe au ferrailages es éléments structuraux pour finir avec une conclusion générale.

# Chapitre I: présentation de l'ouvrage



**Introduction :**

Comme tout ouvrage avant sa réalisation on se soucie de connaître sa géométrie (nombre d'étage, sa forme ...), sa zone d'implantation et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés en respectant les règles du (BAEL91/modifié99) et le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003), afin de bien présenter l'ouvrage, on définit chaque élément de la structure.

**I-1-Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage que nous allons étudier est un bâtiment (sous-sol + entre sol + R+5 + comble + une charpente) à usage d'habitation, commercial et bureaux. Ce projet est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles) et présente une charpente en bois qui lui sert de toiture. Il sera implanté à ILLOULA dans la wilaya de TIZI OUZOU qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa), et considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) Cet ouvrage se compose de :

- Un sous-sol à usage commercial.
- Un entre sol à usage multiples (service et habitation).
- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- Cinq étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une toiture en tuile.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS.

**I-2-Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- La hauteur totale de bâtiment : 21,36m
- La hauteur de bâtiment sous toiture : 18,36m
- La hauteur de RDC : 3,06m
- La hauteur des étages courants : 3,06m
- La hauteur de comble : 3m
- La longueur totale de bâtiment : 28,6m
- La largeur totale de bâtiment : 9,55m
- La hauteur du sous-sol : 4,08m
- La hauteur de l'entre sol : 3,06m

### I-3- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

**1- L'ossature :** Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- **Portiques transversaux et longitudinaux** qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales (poteaux et poutres).
- **Voiles porteurs en béton armé** disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent, etc) et une partie des charges verticales.

**2- Les planchers :** Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, les planchers assurent :

- **Fonction de résistance mécanique :** le plancher est supposé infiniment rigide dans le plan horizontal. Son rôle est de reprendre puis transmettre les charges verticales aux éléments porteurs horizontaux (poutres).
- **Fonction d'isolation :** les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Les différents types de plancher :

- **Les planchers à corps creux :** sont constitué de :
  - ✓ **Nervures :** Appelées poutrelles. Elles reposent à leurs extrémités sur les poutres principales et reprennent la totalité des charges permanentes et les charges d'exploitations.
  - ✓ **Remplissage en corps creux :** Il se met entre les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
  - ✓ **Dalle de compression en béton :** Dalle en béton de 4 à 5cm, armé d'un quadrillage d'armature pour limiter les risques de fissuration. Résiste aux efforts de charge appliqués et réalise un effet de répétition entre les poutrelles.

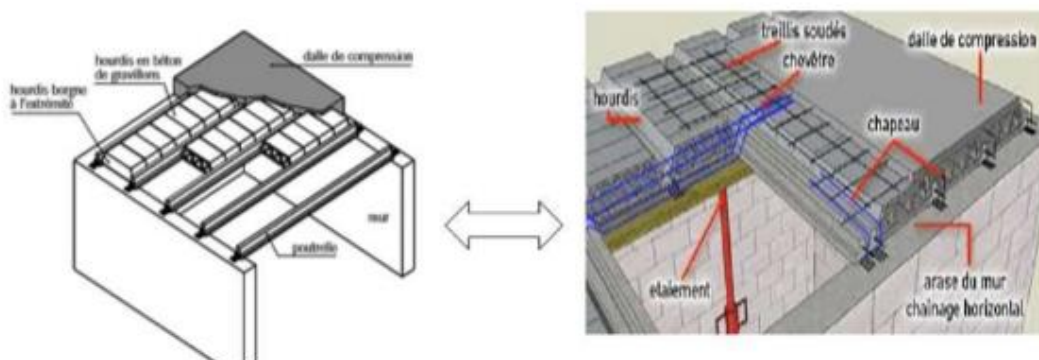


Figure I-3-2-1 : Elément d'un plancher en corps creux.

- **Dalles pleines** : La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leurs nombres varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Dans notre structure on a utilisé ce type de plancher au niveau (les paliers, les volées et les balcons).

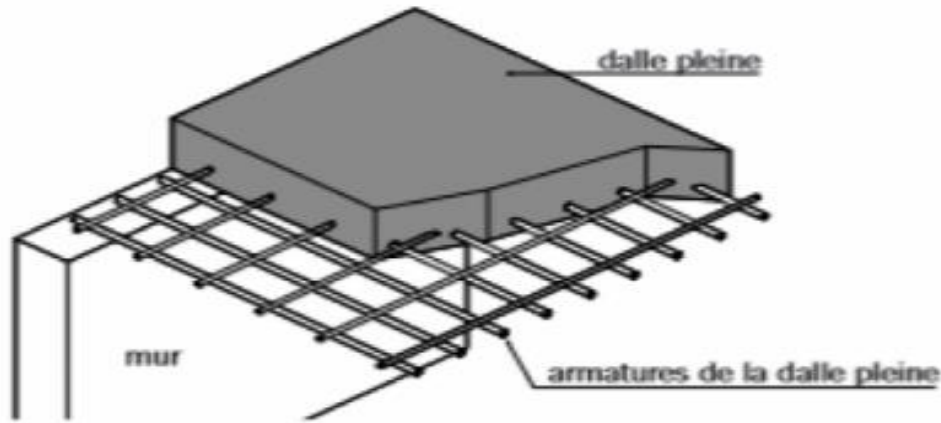


Figure I-3-2-2 : Élément d'un plancher en dalle pleine

**3- Maçonnerie** : Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Les murs extérieurs** sont réalisés en double cloison de briques de 10 cm séparés d'une lame d'air de 5 cm au total on aura un mur de 25 cm d'épaisseur.
- **Murs de séparation intérieurs** sont réalisés en une simple cloison de briques creuse de 10 cm d'épaisseur.

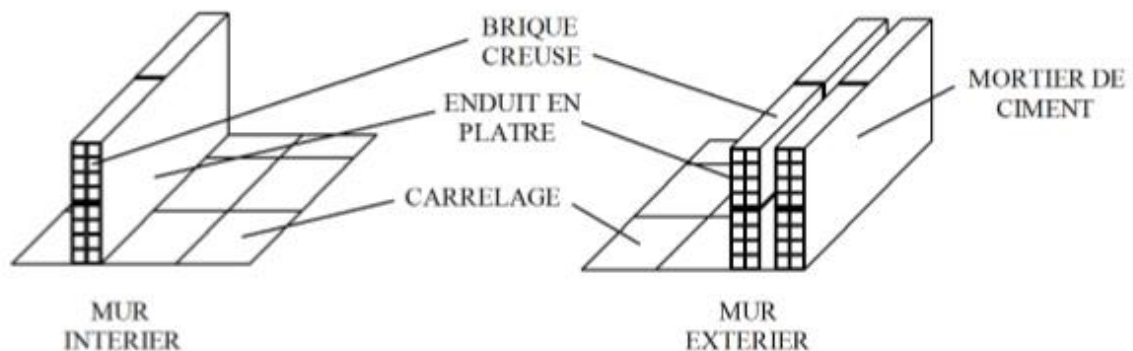


Figure I-3-3-1 : Schéma pour les parois

**4- Revêtement** : il sera réalisé en :

- ✓ **Carrelage scellé** pour les planchers et les escaliers.
- ✓ **Céramique** pour les salles d'eau et la cuisine.
- ✓ **Mortier de ciment** pour les murs de façade et les salles d'eau.
- ✓ **Plâtre** pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

**5- Les escaliers :** L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

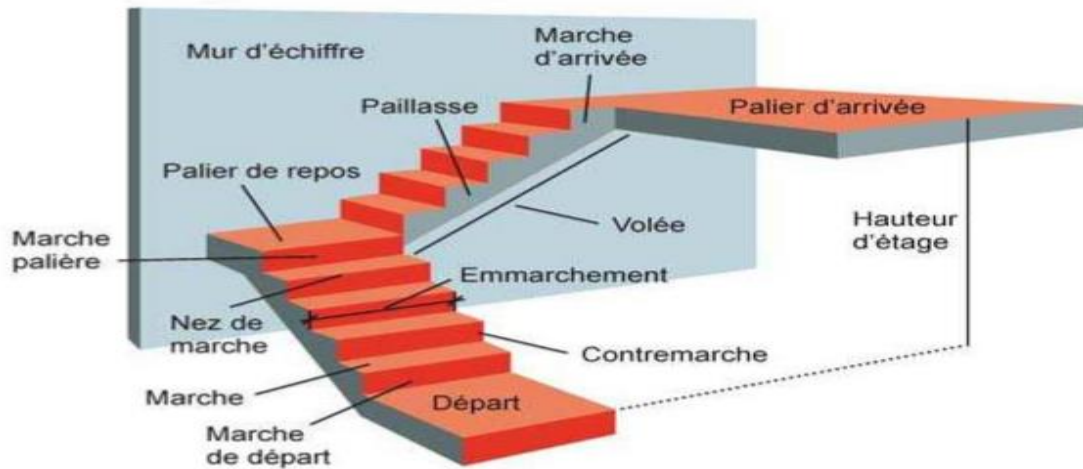


Figure I-3-5-1 : Schéma descriptif d'un escalier

**6- La charpente :** Assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit. Elles forment une pente de 45%. Elle est constituée de deux versants, chacun se compose de :

- **La ferme :** elle est de forme triangulaire. Elle sert à transmettre le poids de la toiture aux éléments porteurs verticaux.
- **Panne :** elle s'appuie sur la ferme. Il existe trois types de panne : panne faitière, pannes intermédiaires et panne sablière.
- **Chevrons :** fixés sur les pannes, ils servent de support aux matériaux de couverture.

**7- La toiture :** C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur des édifices contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et l'humidité. Elle est en tuiles de terres cuites.

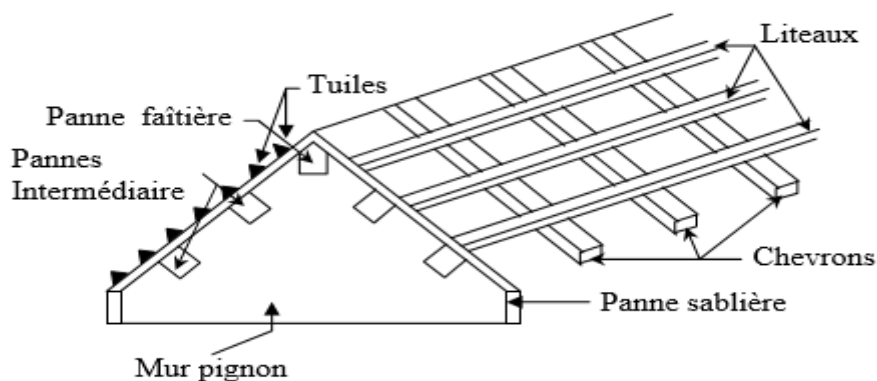


Figure I-3-7-1 : Schéma descriptif de la toiture

### 8-Acrotère :

Un acrotère est le prolongement du mur de façade jusqu'à la terrasse, il est en béton armé, et est de **60cm** de hauteur généralement qui permet un bon façonnement de l'étanchéité.

**9 -Chéneaux** : C'est un conduit en béton armé qui se situe à la base de la toiture. Il empêche l'écoulement de l'eau sur les murs qui risquerait d'entraîner des fissurations. Il éloigne également l'eau des façades, des fondations et limite les risques de fragilisation de ces derniers.

**10 - Les fondations** : La fondation est un ouvrage d'infrastructure. Son ancrage dans le sol assure la stabilité du bâtiment. Son rôle est de fournir des appuis capables de supporter les charges de la superstructure et de les transmettre au sol. Pour assurer cette fonction, les fondations doivent :

- ✓ Être liaisonnées avec la structure (ferraillage, platines d'ancrage).
- ✓ Être rigides par leurs dimensions et leur ferraillage.
- ✓ Transmettre les charges au bon sol.

**Remarque** : le type de fondation de notre structure sera défini après l'étude du sol.

### I-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

#### I-4- 1- Le béton :

##### I-4- 1-1- Généralité :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) de l'eau de gâchage et des adjuvants.

Le béton est caractérisé par sa résistance mécanique à 28 jours, cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage du ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

Ce dernier doit être conforme aux normes du **BAEL91 modifié 99** et/ou règlement parasismique Algérien **RPA modifié 2003** Le béton ordinaire se présente physiquement par une composition hétérogène établie avec une quantité équivalente à  $1\text{m}^3$ .

Dans notre cas le béton se compose de granulats, sables, ciment et eau de gâchage.

#### I-4- 1-2- Caractéristiques physiques et mécaniques :

##### 1-Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours d'âge**, dite résistance Caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ . Elle est mesurée à partir des essais de compressions axiales des cylindres droits.

Lorsqu'une sollicitation s'exerce sur un béton dont l'âge de (j) jours **inférieur ou égale à 28 jours ( j ≤ 28 jours )**, sa résistance caractéristique à la compression est définie par :

**[BAEL91mod99/A2.1.11]**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Dans ce projet, la résistance caractéristique du béton à 28 jours est égale à :  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

## 2- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie dans le **[BAEL91mod99/A2.1.12]** par la relation :

$$F_{tj} = 0,6+0,06 f_{tj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$F_{t28} = 0,6+0,06(25) = 2,1 \text{ MPa} \quad \mathbf{f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}}$$

## 3- Les contraintes admissibles du béton ( $f_{bc}$ ) :

### ➤ A l'ELU :

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

- ✓ Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- ✓ Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta_{xyb}} \quad [\text{MPa}] \quad \mathbf{(\text{ Art.A.4.3 ; 41 BAEL 91})}$$

$\theta$ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application}(t) \text{ est telle que } t > 24h \\ 0.9 & \text{si la durée d'application}(t) \text{ est telle que } 1h < t < 24h \\ 0.85 & \text{si la durée d'application}(t) \text{ est telle que } t < 1h \end{cases}$$

Où  $f_{bc}$ : est la contrainte admissible du béton à la compression.

$\gamma_b$ : est le coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable.} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure suivante :

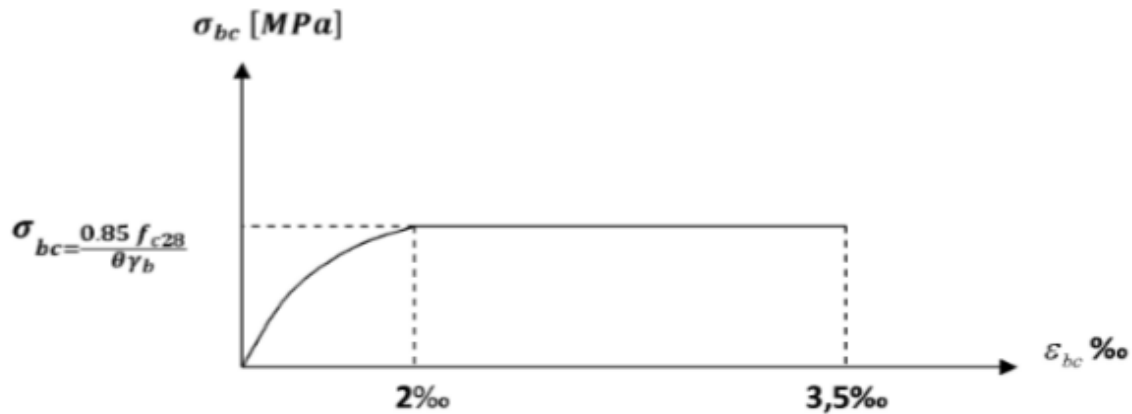


Figure I-4-1-2-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l' ELU

Le diagramme est composé :

- ✓ D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- ✓ D'une partie rectangulaire (état plastique).
- ✓  $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰$ .

➤ **A L'ELS :**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{on aura ;}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS**

La courbe est linéaire car la phase à cet état est toujours élastique.

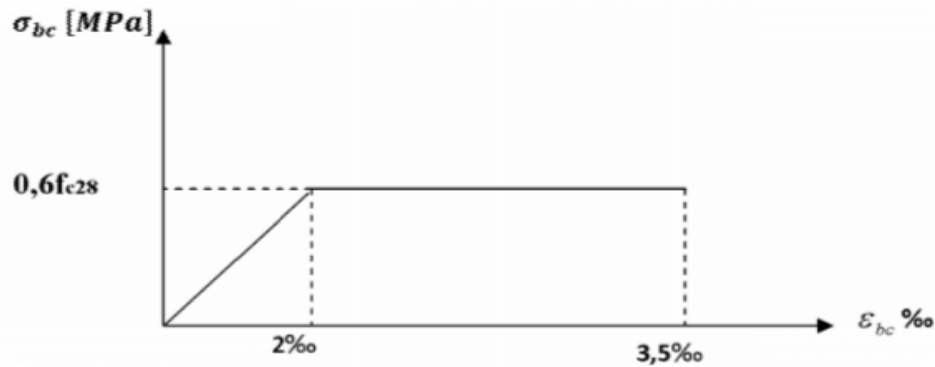


Figure I-4-1-2-2 : Diagramme contrainte –déformation du béton à l’ELS

**4-Contrainte de cisaillement ultime :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Art A.5.1 BAEL91}$$

Avec :  $V_u$  : l’effort tranchant.

$b$  : larguer de la section considérée.

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

Cette valeur ne doit pas dépassée les valeurs suivantes :

- ✓  $\tau_u \leq \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$  cas de fissuration non préjudiciable.
- ✓  $\tau_u \leq \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa})$  cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**5- Module de déformation longitudinale du béton ( $E_{ij}$ ) :**

La connaissance de module d’élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d’un ouvrage. Selon la durée de l’application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

➤ **Module de déformation instantanée** : Sous des contraintes normales d’une durée

d’application inférieure à 24heures, le module de déformation longitudinale instantané à l’âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{[Art A.2.1.21 BAEL91 mod99]}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$        $\longrightarrow$        $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

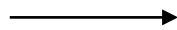
➤ **Module de déformation différée** :

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ [MPa]}$$

[Art A.2.1.21 BAEL91 mod99]

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$



$$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**6-Module de déformation transversale du béton noté (G) :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa} \quad \text{Où :}$$

E : est le module de Young

ν : Coefficient de Poisson

➤ **Coefficient de poisson :**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à : [Art A2.1. 3BAEL91mod99]

ν = 0 (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

ν = 0,2 (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

**I-4- 2- Les Aciers :**

**I-4-2-1- Généralités :**

Le béton est connu comme matériau travaillant très bien en compression mais faible en traction, pour cela on utilise des aciers afin de reprendre les efforts de traction. Les aciers sont caractérisés par leurs nuances et leurs modules d'élasticité, dans notre cas les aciers utilisés sont :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	1.6	1.5
Acier en Treillis	Treillis soudés Φ 5	HA	520	1.3	1.5

Tableau I-4-2-1-1 : caractéristiques des aciers utilisés.

**I-4-2-2- Caractéristiques des aciers :**

**1-Le module d'élasticité longitudinale (Es) :**

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à  $E_s = 2.10^5$  MPa pour tous les aciers utilisés, conformément à la réglementation du [Art A.2.2.1 BAEL91].

**2-Contrainte limite :**

➤ **Contrainte limite de calcul (ELU) : [Art A.4.3.2 BAEL91mod99]**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec :}$$

$\gamma_s$  le coefficient de sécurité pour les aciers

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour la situation durable} \\ 1 & \text{pour la situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour les aciers (HA) :

Fe = 400 MPa	$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$	→ →	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
--------------	---	--------	--

Pour les treillis soudés (HA) :

Fe = 520 MPa	$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$	→ →	$\sigma_s = 452.20 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 520 \text{ MPa}$
--------------	---	--------	---

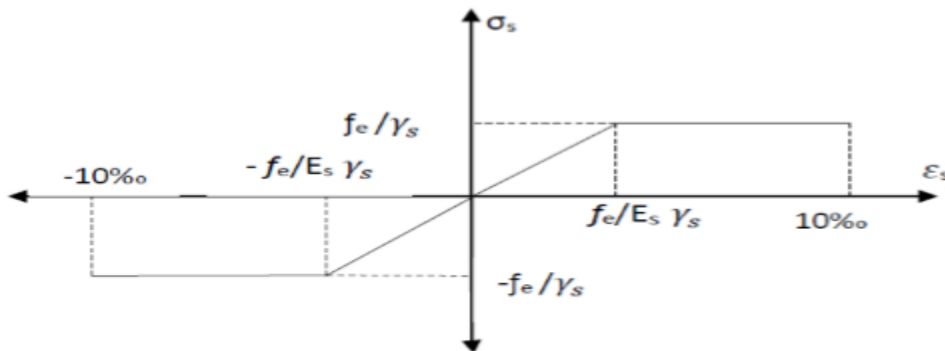


Figure I-4-2-2-1 : Diagramme contraintes-déformations des aciers (ELU)

➤ **Contrainte maximale des armatures tendues (ELS) :**

Afin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99 on distingue trois cas de fissurations :

✓ **Cas où la fissuration est considéré comme peu préjudiciable :**

Aucune limitation de la contrainte de traction des aciers, toutefois une mise en place correcte du béton et des armatures doit être observé.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

✓ Cas ou la fissuration est considéré comme préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{3}{2} f_e; 110\sqrt{n}xftj \right\} [\text{Art A.4.5,33 BAEL91mod99}]$$

✓ Cas ou la fissuration est considéré comme très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{n}xftj \right\} [\text{Art A.4. 5, 34 BAEL91mod99}]$$

Avec  $n$  : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} n = 1.6 & \text{pour les HA de diamètre} > 6\text{mm} \\ n = 1.3 & \text{pour les HA de diamètre} < 6\text{mm} \\ n = 1 & \text{pour les RL} \end{cases}$$

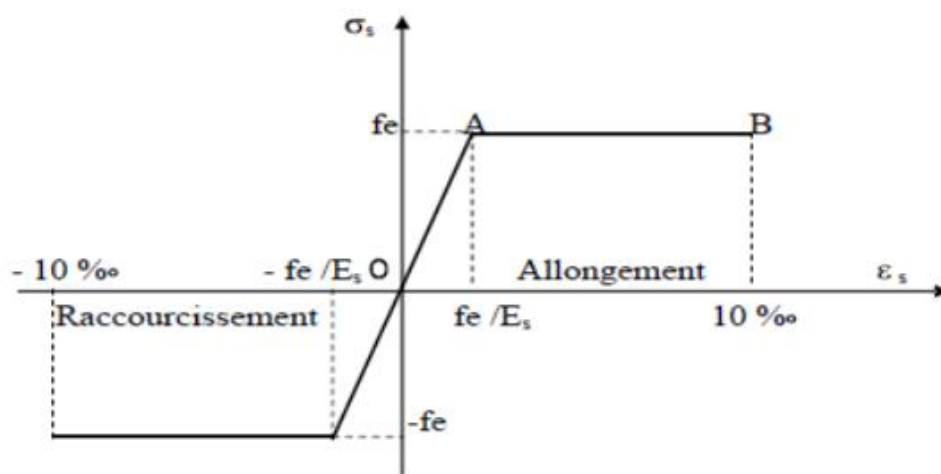


Figure I-4-2-2-2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELS

### 3- Protection des armatures : [Art A.7.1 BAEL91mod99]

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
  - $C \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
  - $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations
- Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

#### Conclusion :

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux importants qui vont constituer notre structure, on passe directement au prédimensionnement des éléments.



# Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments



**Introduction**

Ce chapitre a pour objectif de pré-dimensionner les éléments de la structure (poteau, poutre, plancher, voile...) en se référant aux règles de prédimensionnements du règlement parasismique algérien 99 versions 2003 et BAEL91. La structure doit être dimensionnée de manière à résister aux sollicitations.

**II-1-Les planchers :**

Comme il a été précédemment défini dans le chapitre I Les planchers sont des airs plans limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs. Leurs fonctions essentielles sont :

- ✓ Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- ✓ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- ✓ La résistance à l'incendie.
- ✓ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans horizontaux.

**II-1-1 : Plancher en corps creux :**

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.421/ BAEL91})$$

Avec :

$L_{\max}$  : portée entre nus de plus grande portée dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$ht \geq 14 \text{ cm}$$

On adoptera une hauteur normalisée de  $ht = 20$  cm, soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression.

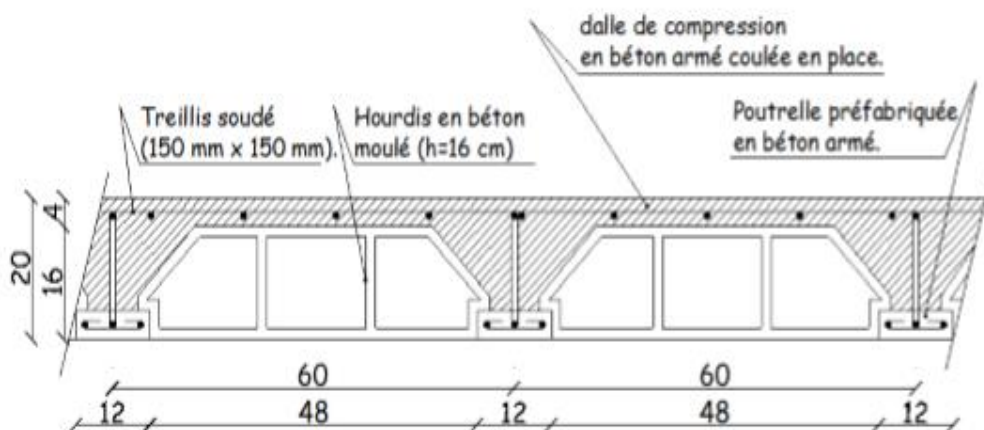


Figure II-1-1-1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

### II-1-2- Les dalles pleines :

Le prédimensionnement d'une dalle pleine dépend de condition essentielle de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_0}{10} \begin{cases} L_0 : \text{portée libre.} \\ e : \text{épaisseur de la dalle.} \end{cases}$$

- **Balcon :**

Dans notre cas  $L_0 = 1,05\text{m}$

$$e \geq 105/10 \quad ; \quad e \geq 10.5 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de :  **$e = 15\text{cm}$** .

### II-2- Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les poutres sont armées par des aciers principaux longitudinaux, coulés sur place, destinés à reprendre les efforts de traction dus à la flexion, et des aciers transversaux, cadres et épingles (ou étriers), destinés à reprendre l'effort tranchant.

Les espaces entre cadres varient en fonction de l'effort tranchant, resserrés quand l'effort tranchant est important, en général près des appuis, et plus espacés quand l'effort tranchant est faible, en général vers le milieu des poutres. Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : **(Article 7.5.1 du RPA99/2003)** :

-  $b \geq 20\text{cm}$

-  $h \geq 30\text{cm}$

-  $h/b \leq 4.0$

Hauteur de la poutre :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Largeur de la poutre :  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : Portée maximum entre nus d'appuis.

On distingue deux types de poutres :

**1- Poutres secondaires :**

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant l'axe X-X.

$L_{\max} = 405 - 25 = 380 \text{ cm}$

➤ **Hauteur :**

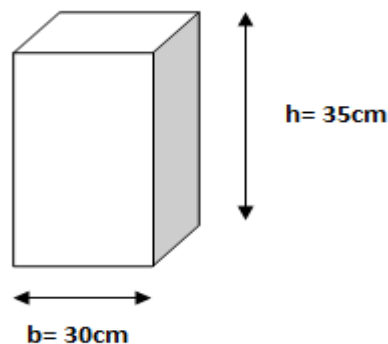
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \leftrightarrow \quad \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \quad \leftrightarrow \quad 25.33 \leq h \leq 38$$

On opte :  **$h = 35\text{cm}$**

➤ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \leftrightarrow \quad 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \leftrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

On opte :  **$b = 30\text{cm}$**



**Figure II-2-1 : Dimensions de la poutre secondaire**

**2-Poutres principales :**

Elles servent d'appuis aux poutrelles, elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les transmettent aux poteaux disposés perpendiculairement aux poutrelles, dans notre plan les poutres principales sont suivant Y-Y.

$$L_{\max} = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$$

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \leftrightarrow \quad \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \quad \leftrightarrow \quad 29.66 \leq h \leq 44.5$$

On opte : **h = 35 cm**

➤ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \leftrightarrow \quad 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \leftrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

On opte : **b = 30 cm**

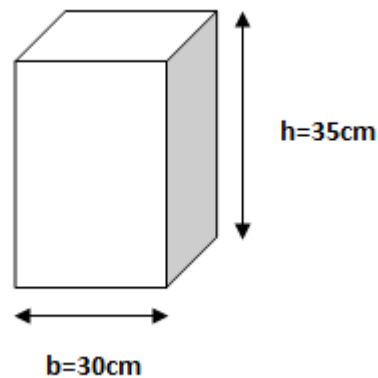


Figure II-2-2 : Dimensions de la poutre principale

**2- Poutre palière :**

Comme les poutres principales et secondaires se sont des éléments on béton armé couler sur place, elles servent à porter l'escalier.

➤ **Hauteur :**

$$L = 335 - 25 = 310 \text{ cm}$$

$$310/15 \leq h \leq 310/10 \quad \text{on a} \quad 20.67 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

On prend le : **h<sub>ppal</sub> = 35 cm**

➤ **Largeur :**

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \leftrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On opte pour **b<sub>ppal</sub> = 30 cm**

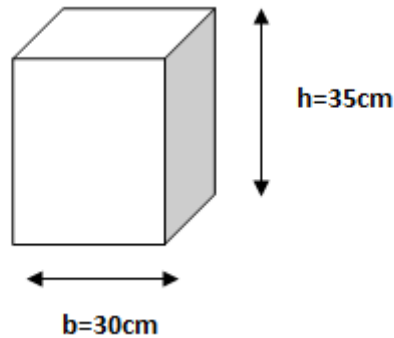


Figure II-2-3 : Dimensions de la poutre palière.

**-vérification aux exigences du RPA99 Modifié 2003 :**

D’après les conditions du **RPA99 modifié 2003 (article 7.5.1)** relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après

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

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera :

Poutres principales : (bxh) = (30x35) cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires : (bxh) = (30x35) cm<sup>2</sup>

Poutre palière : (bxh) = (30x35) cm<sup>2</sup>

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Vérifications
h≥30	35	35	35	ok
b≥20	30	30	30	ok
h/b≤4	1.17	1.17	1.17	ok

**Tableau -II-2- 4 : Vérification des conditions exigées par le RPA**

**II-3- Les voiles :**

Les voiles sont des murs rigides en béton coulé sur place, suivant les cas, ils peuvent être armés ou non armés, ils servent d’une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d’autre part de reprendre les efforts verticaux qu’ils transmettent aux fondations, donc leur fonction principale est d’assurer la stabilité de l’ouvrage.

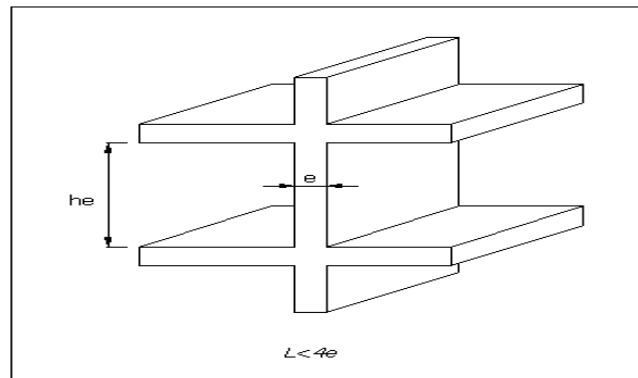


Figure II-3-1 : Coupe de voile en élévation

D'après le RPA99version2003article7.7.1 les éléments satisfaisants la condition ( $L_{min} \geq 4e_p$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :  $L_{min}$  : Longueur minimale de voile.  $E_p$  : épaisseur du voile.

De plus l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  avec une valeur minimale exigée par le même article de 15cm, et de condition de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

- **Forme U**  $\Rightarrow e_p \geq \frac{h_e}{25}$
- **Forme T et L**  $\Rightarrow e_p \geq \frac{h_e}{22}$
- **Forme rectangulaire**  $\Rightarrow e_p \geq \frac{h_e}{20}$

Le schéma suivant représente les trois différents types de voiles :

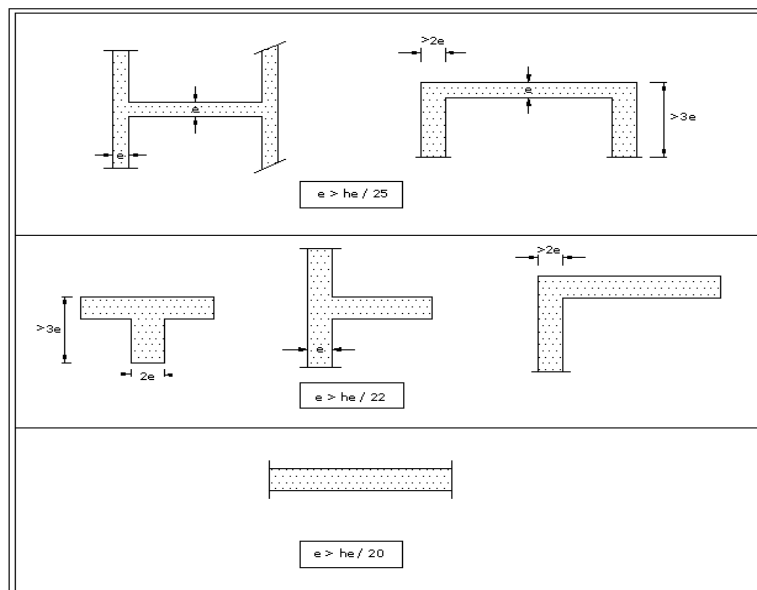


Figure II-3-2 : Coupe de voile en plan

Dans notre cas  $h_e=3,06\text{m}$ , et tous les étages sont identiques et les voiles simples rectangulaires. Et :  $h_{\text{voile}}=306-35=271\text{cm}$ , hauteur de la poutre secondaire =35cm.

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_{\text{voile}}}{20} = \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm}$$

Donc on opte pour  $e=20\text{cm}$

-Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003(art 7.7-1) :  $L_{\min} \geq 4ep$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \text{donc on prend le } L_{\min} = 80 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_{\min} = 80\text{cm} = 4 a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow a = 20\text{cm} > a_{\min} = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### II-4-Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales).

Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis à la fondation. Cette dernière les transmet au sol.

Leur prédimensionnement se fait à la compression simple, selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangle de la zone IIa, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e/22$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$  qui est la somme de charge  $Q$  et  $G$ .

La section transversale du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{NS}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$N$  : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que :  $N = (G+Q)$ .

$G$  : charge permanente.

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

$\bar{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

**Remarque :** on considère en premier lieu, pour notre calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de (25X25) cm<sup>2</sup>.

**1- Détermination des charges et surcharges :**

**a- Charges permanentes (G) :**

➤ **Toiture :**

Eléments constituant la toiture	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )
Tuiles mécaniques à emboîtement (litesaux compris)	0.45
Pannes+cheveront+fixation	0.1
Mur de séparation (ep=10cm)	0.9
<b>La charge permanente totale G<sub>t</sub></b>	<b>G<sub>t</sub>=1.45</b>

**Tableau II-4-1 : Charges revenant à la toiture.**

➤ **Plancher sous toiture :**

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge G [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher en corps creux	16+4	14	2.8
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>La charge permanente totale G<sub>t</sub></b>			<b>G<sub>t</sub>=3</b>

**Tableau II-4-2: Charges revenant au Plancher sous toiture**

➤ **Planchers étage courant :**

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	ρ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge G [KN/m <sup>2</sup> ]
<b>2</b>	Carrelages	2	20	0.2
<b>3</b>	Mortier de pose	2	22	0.66
<b>4</b>	Couche de sable	2	18	0.54
<b>5</b>	Plancher en corps creux dalle de compression	16+4	/	2.85
<b>6</b>	Enduit plâtre	2	10	0.2
<b>1</b>	Cloison de séparation Interne	10	9	1
<b>La charge permanente totale G<sub>t</sub></b>				<b>G<sub>pc</sub>=5.45</b>

**Tableau II-4-3 : Charges revenant au plancher étage courant**

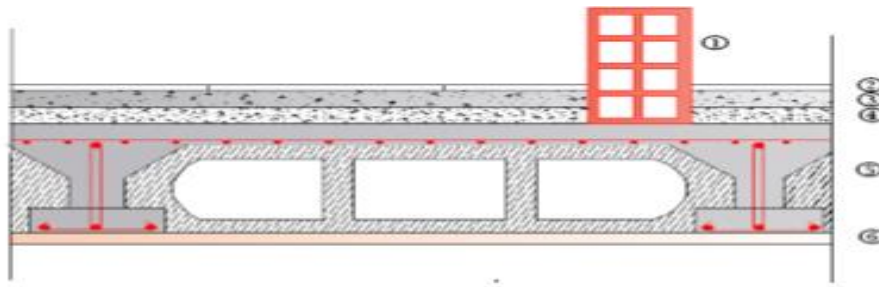


Figure II-4-3 :coupe vertical du Plancher étage courant

➤ Plancher dalle pleine :



Figure II-5 :coupe vertical du Plancher dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle en béton arme	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Garde corps en brique creuse	10	9	0.9
Charge permanente totale Gt				<b>G<sub>PDL</sub>=6.05</b>

Tableau II-5 : charges permanentes des différents éléments constituant le plancher dalle pleine

➤ **Maçonnerie** : Il y a deux types de murs, murs extérieur et murs intérieurs :

➤ **Murs extérieurs** :

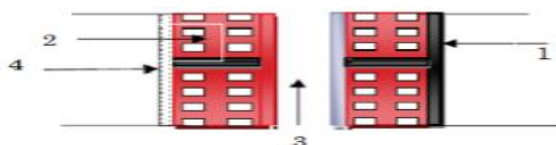


Figure II-6 :coupe vertical d'un mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuse	2x0.1	9	1.8
3	Lame d'air	0.05	/	0
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt</b>				<b>2.4</b>

Tableau II-6 :Charges permanentes de mur extérieur

➤ Murs intérieurs :

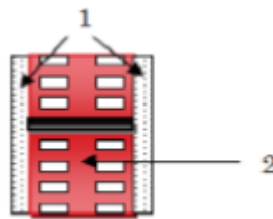


Figure II-7- coupe vertical d'un mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit plâtre	2x0.02	10	0.4
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
<b>La charge permanente totale Gt</b>				<b>1.3</b>

Tableau II-7 : Charges revenant aux murs intérieurs

**b -Les charges d'exploitations Q:**

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

- ✓ Plancher étage courant à usage d'habitation=1,5 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Plancher sous la toiture=1 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Plancher entresolà usagede service Q=2,5 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Escalier Q= 2,5 KN / m<sup>2</sup>
- ✓ Balcon Q=3,5 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Sous-sol à usage commercialQ= 2,5 KN / m<sup>2</sup>
- ✓ Charpente : Q=1 KN/ m<sup>2</sup>

1. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

Surface d'influence :

✓ Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

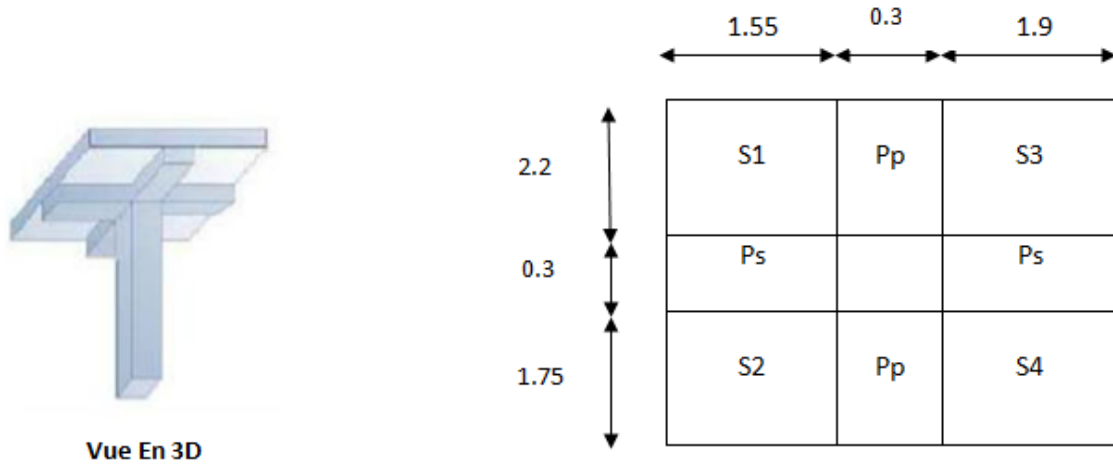


Figure II-8 : Surface d'influence de poteau

$$S=S_1+S_2+S_3+S_4$$

$$S_1=2.20 \times 1.55=3.41 \text{ m}^2$$

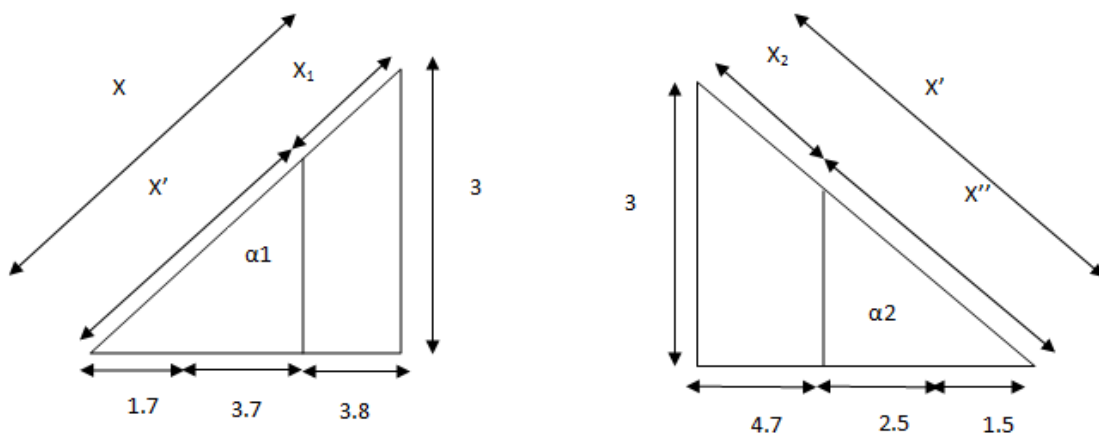
$$S_2=1.75 \times 1.55=2.72 \text{ m}^2$$

$$S_3=2.20 \times 1.90=4.18 \text{ m}^2$$

$$S_4=1.75 \times 1.90=3.33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}}=13.64 \text{ m}^2$$

✓ Surface de la toiture :



On est en présence d'une charpente à deux versants inclinés comme le montre le schéma ci-dessus :

**-Calcul de l'angle d'inclinaison  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  suivant les deux versants :**

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{3}{9,2} = 0.32 \Rightarrow \alpha_1 = 17.26^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{3}{8,7} = 0.35 \Rightarrow \alpha_2 = 19.53^\circ$$

**- Calcul de  $X_1, X_2$  :**

$$X_1 = X - X' \quad \text{on a} \quad \cos \alpha_1 = \frac{9.2}{X} = \frac{5.4}{X'} \Rightarrow X = \frac{9.2}{\cos \alpha_1} \text{ et } X' = \frac{5.4}{\cos \alpha_1}$$

$$X_1 = X - X' = \frac{9.2}{\cos \alpha_1} - \frac{5.4}{\cos \alpha_1} = 9.68 - 5.69 = 4\text{m}$$

$$X_2 = X' - X'' = \frac{8.7}{\cos \alpha_2} - \frac{4}{\cos \alpha_2} = 9.25 - 4.25 = 5\text{m}$$

**- Calcul de la surface de la toiture inclinée  $St$  :**

$$St_1 = X_1 \left( \frac{3.8}{2} \right) = 4(1.9) = 7.6\text{m}^2$$

$$St_2 = X_2 \left( \frac{4.7}{2} \right) = 5(2.35) = 11.75\text{m}^2$$

$$St = St_1 + St_2 = 7.6 + 11.75 = 19.35 \text{ m}^2$$

## 2. Poids propre des éléments :

- **Poids de plancher :**

Plancher sous toiture :  $13.64 \times 3 = 40.92 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant :  $13.64 \times 5.45 = 74.34 \text{ KN}$

Toiture :  $19.35 \times 1.45 = 28.06 \text{ KN}$

- **Poids des poutres :**

On prend  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

Poutre principale :  $(2.2 + 1.75) \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 10.37 \text{ KN}$

Poutre secondaire :  $(1.9 + 1.55) \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 9.06 \text{ KN}$

Poutre inclinée :  $[(2.2 / \cos 17.26) + (1.75 / \cos 19.53)] \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 10.92 \text{ KN}$

- **Poids des poteaux :**

Poteau de la toiture  $(0.25 \times 0.25) \times 3 \times 25 = 4.69 \text{ KN}$

Poteaux étage courant :  $(0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$

Poteaux de RDC :  $(0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$

**3. Surcharge d'exploitation :**

Plancher étage courant : 13.64 x1.5=20.46 KN

Plancher sous toiture : 13.64 x1=13.64 KN

Toiture : 19.35 x1=19.35 KN

Plancher entresol et sous-sol : 13.64 x2.5=34.1 KN

**C-Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Avec :

Q<sub>0</sub>: surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q<sub>i</sub> : surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

Q<sub>n</sub>: surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

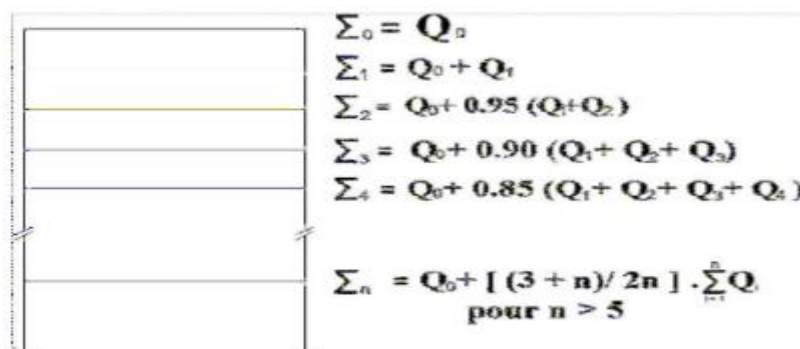


Figure II-9 : Dégression verticale des surcharges d'exploitations

✓ **Coefficient de dégression des surcharges :**

Niveau	Toiture	Sous toiture	5	4	3	2	1	RDC	Entresol	Sous-sol
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667

Tableau II-8 : Coefficients de dégression des surcharges.

**Les surcharges cumulées :**

$$\text{Toiture : } \sum_0 = Q_0$$

$$\text{Sous toiture : } \sum_1 = Q_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\text{Niv5 : } \sum_2 = Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\text{Niv4 : } \sum_3 = Q_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\text{Niv3 : } \sum_4 = Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{Niv2 : } \sum_5 = Q_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\text{Niv1 : } \sum_6 = Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\text{NivRDC : } \sum_7 = Q_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\text{NivEntresol : } \sum_8 = Q_8 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\text{NivSous-sol : } \sum_9 = Q_9 = Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

**Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

$$\text{Toiture : } \sum_0 = Q_0 = 19.35 \text{ KN}$$

$$\text{Sous toiture : } \sum_1 = Q_1 = 19.35 + 13.64 = 32.99 \text{ KN}$$

$$\text{Niv5 : } \sum_2 = Q_2 = 19.35 + 0.95(13.64 + 20.46) = 51.75 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 4 : } \sum_3 = Q_3 = 19.35 + 0.9 (20.46 \times 2) = 56.18 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 3 : } \sum_4 = Q_4 = 19.35 + 0.85(20.46 \times 3) = 71.52 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 2 : } \sum_5 = Q_5 = 19.35 + 0.8(20.46 \times 4) = 84.82 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 1 : } \sum_6 = Q_6 = 19.35 + 0.75(20.46 \times 5) = 96.08 \text{ KN}$$

$$\text{NivRDC : } \sum_7 = Q_7 = 19.35 + 0.714(20.46 \times 6) = 107 \text{ KN}$$

$$\text{NivEntresol : } \sum_8 = Q_8 = 19.35 + 0.688(20.46 \times 6 + 34.1) = 127.27 \text{ KN}$$

$$\text{NivSous-sol : } \sum_9 = Q_9 = 19.35 + 0.667(20.46 \times 6 + 34.1 \times 2) = 146.72 \text{ KN}$$

Niveaux	Charge permanente (KN)					Surcharge d'exploitation (KN)		Effort normal N=G+Q (KN)	Section du Poteau (cm <sup>2</sup> ) $S \geq \frac{Ns}{0.3 f_c 28}$	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G <sub>total</sub>	G <sub>cuml</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>cuml</sub>		Section trouvée	Section adoptée
Toiture	28.06	19.98	4.69	52.73	52.73	19.35	19.35	72.08	96.1	30x30
Sous toiture	40.92	19.43	4.78	65.15	117.88	13.64	32.99	150.87	201.2	30x30
5	74.34	19.43	4.78	98.55	216.43	20.46	51.75	268.05	357.4	30x30
4	74.34	19.43	4.78	98.55	314.98	20.46	56.18	371.16	495	30x30
3	74.34	19.43	4.78	98.55	413.53	20.46	71.52	485.5	647.3	35x35
2	74.34	19.43	4.78	98.55	512.08	20.46	84.82	596.9	795.8	35x35
1	74.34	19.43	4.78	98.55	610.63	20.46	96.08	805.26	1073.7	35x35
RDC	74.34	19.43	4.78	98.55	709.18	20.46	107	816.18	1088.2	35x35
Entre Sol	74.34	19.43	4.78	98.55	807.73	34.1	127.27	935	1246.6	40x40
Sous-sol	74.34	19.43	4.78	98.55	906.28	34.1	146.72	1053	1404	40x40

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

II- 5 : Vérification des règles de RPA 99 / 2003 :

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone IIa sont données par les formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right.$$

Condition exigée par le RPA	Niveaux	Poteaux	Valeurs calculés	Vérification
$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$	Toiture	30x30	$\min(b, h) = 30\text{cm}$	Vérifiée
			$h_e/20 = 300/20 = 15\text{ cm}$	Vérifiée
			$0,25 \leq 30/30 = 1 \leq 4$	Vérifiée
$\min(b, h) \geq h_e/20$	Du 4 <sup>eme</sup> au plancher sous toiture	30x30	$\min(b, h) = 30\text{cm}$	Vérifiée
			$h_e/20 = 306/20 = 15.3\text{ cm}$	Vérifiée
			$0,25 \leq 30/30 = 1 \leq 4$	Vérifiée
$1/4 \leq b/h \leq 4$	Du RDC au 3 <sup>eme</sup> niveau	35x35	$\min(b, h) = 35\text{cm}$	Vérifiée
			$h_e/20 = 306/20 = 15.3\text{ cm}$	Vérifiée
			$0,25 \leq 35/35 = 1 \leq 4$	Vérifiée
	S sol et entre sol	40x40	$\min(b, h) = 40\text{cm}$	Vérifiée
			$h_e/20 = 306/20 = 15.3\text{ cm}$	Vérifiée
			$0,25 \leq 40/40 = 1 \leq 4$	Vérifiée

Tableau II-10 : vérification des conditions du RPA 99 Vérifié 2003

II.6 - Vérification des poteaux en flambement :

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

Il faut vérifier que l’élancement  $\lambda$  des poteaux soit :  $\lambda = l_f/i \leq 50$

avec :  $\lambda$  : élancement du poteau

$l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7 L_0$ )

$i$  : Rayon de giration ( $\sqrt{I/B}$ )

$I$  : Moment d’inertie du poteau  $I = bh^3/12$

$B$  : Section transversale du poteau  $B = hb$

$L_0$ : Hauteur libre du poteau  $L_0 = h_e$

Ce qui donne  $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b}$

- Pour les poteaux du S sol et l'entre sol : 40x40

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$B = 0.40 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12xlf}}{b} = \frac{\sqrt{12x0.7x3.06}}{0.40} = 18.55 \leq 50 \text{ ..... condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux du RDC au 3<sup>eme</sup> niveau : 35x35

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$B = 0.35 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12xlf}}{b} = \frac{\sqrt{12x0.7x3.06}}{0.35} = 21.20 \leq 50 \text{ ..... condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux Du 4<sup>eme</sup> au plancher sous toiture : 30x30

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

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

$$\lambda = \frac{\sqrt{12xlf}}{b} = \frac{\sqrt{12x0.7x3.06}}{0.30} = 24.73 \leq 50 \text{ ..... condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux de la toiture : 30x30

$$L_0 = 3.00 \text{ m}$$

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

$$\lambda = \frac{\sqrt{12xlf}}{b} = \frac{\sqrt{12x0.7x3.00}}{0.30} = 24.24 \leq 50 \text{ ..... condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement ; donc il n'y a pas de risque de flambement.

# Chapitre III :

## calcul des éléments secondaires



### Introduction

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91(modifié 99)** et le **RPA**.

### III-1. Étude de l'acrotère :

#### Définition :

Comme on a vu déjà dans le premier chapitre, l'acrotère est un élément secondaire sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant l'écoulement des eaux pluviales sur les murs de façade, il sera calculé comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Le calcul des armatures se fera à l'**ELU** et la vérification à l'**ELS** pour une bande de 1 mètre de largeur soumise à la **flexion composée** avec compression due au poids propre de l'acrotère (**G**) et d'une poussée latérale (**Q=1KN/ml**) due à la main courante qui engendre un moment de renversement (**Mr**) dans la section d'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

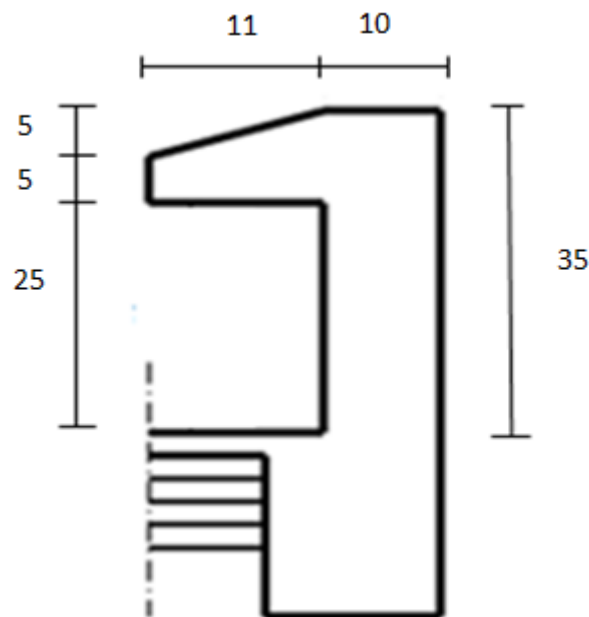


Figure III-1-1 coupe schématique de l'acrotère

#### III.1.1: Calcul à l'ELU :

##### ➤ Évaluation des sollicitations :

-Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho_b X S$

$$G = 1 \times 25 \times \left[ (0.25 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + (0.11 \times 0.05) + \left( \frac{0.05 \times 0.11}{2} \right) \right] = 1.081 \text{ KN/ml}$$

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

-L'effort normal dû au poids propre :  $N_G = G \times 1 \text{ m} = 1.081 \times 1 \text{ m} = 1.081 \text{ KN}$

-L'effort tranchant :  $T_Q = Q \times 1 \text{ m} = 1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN}$

-Le moment fléchissant dû à la charge  $Q$  :  $M = T_Q \times H = 1 \times 0.35 = 0.35 \text{ KN.m}$

Avec :  $H = 0.35 \text{ m}$

➤ Diagrammes des efforts internes :

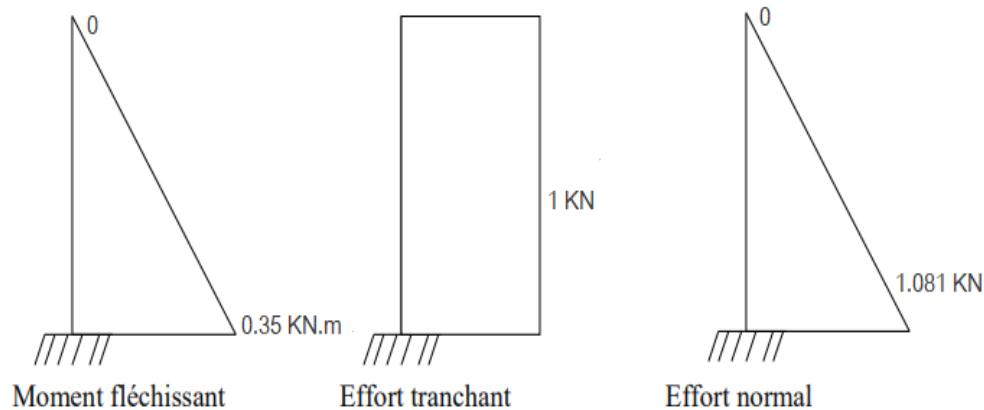


Figure III-1-2 : Diagrammes Des Efforts Internes.

➤ Combinaison de charges :

✓ **A l'ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

La combinaison de charges à considérer est (**BAEL 91.A-3-2-2-1**) :

$$\begin{cases} NU = 1.35 \times NG = 1.35 \times 1.081 = 1.46 \text{ KN} \\ MU = 1.5 \times MQ = 1.5 \times 0.35 = 0.525 \text{ KN.m} \\ TU = 1.5 \times TQ = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **A l'ELS :  $G + Q$**

La combinaison de charges à considérer est (**BAEL 91 A -3-3-3**) :

$$\begin{cases} NS = NG = 1.081 \text{ KN.} \\ MS = MQ = 0.35 \text{ KN.} \\ TS = TQ = 1 \text{ KN.} \end{cases}$$

**III-1-2 : Ferrailage de l'acrotère :**

Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression (**N**) et un moment de flexion (**M**).

Donc ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire de hauteur  $h=10\text{cm}$  et de largeur  $b=1\text{m}$  soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif ( $M_f$ ) afin de déterminer les armatures fictives ( $A_f$ ) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles ( $A$ ).

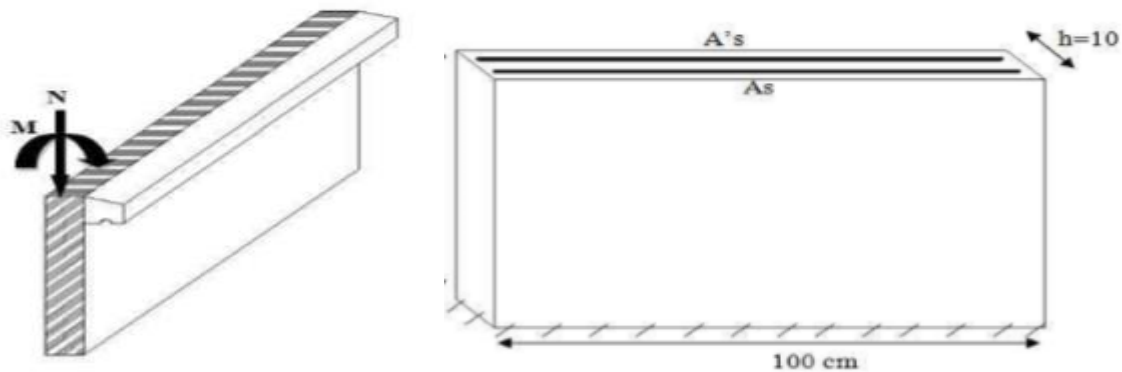


Figure III-1-3: Section rectangulaire soumise à une flexion composée.

$h$  : Épaisseur de la section (10 cm)

$b$  : largeur de la section (100 cm)

$c$  et  $c'$  : Enrobage (2 cm)

$d = h - c$  : Hauteur utile (8cm)

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

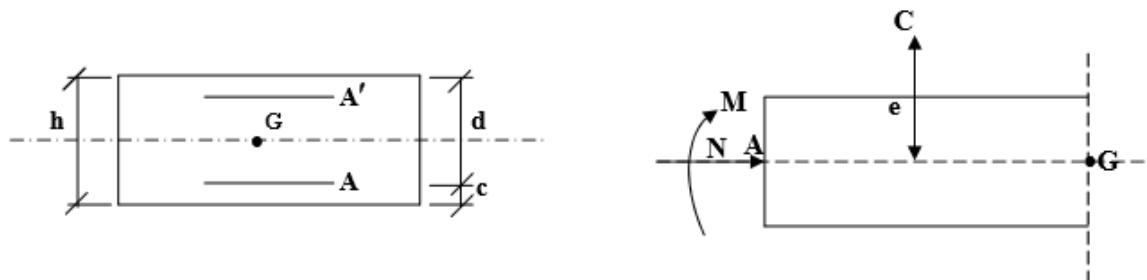


Figure III-1-4 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

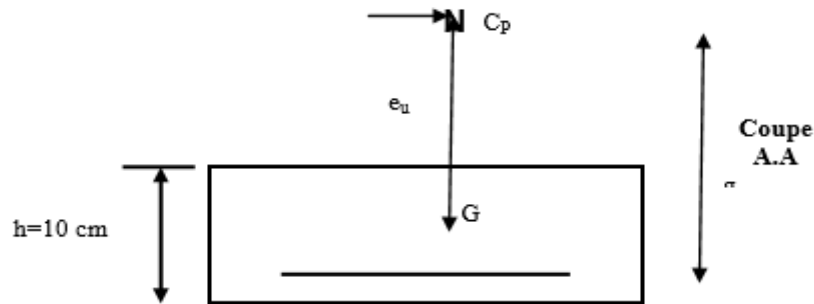
### III-1-2-1 : Calcul des armatures à L'ELU :

a -Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.525}{1.46} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif ( $M_f$ ) puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



### b -Calcul des armatures en flexion simple:

✓ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u X g$$

g : Distance entre  $c_p$  et le centre de gravité des armatures inferieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 36 + 5 - 2 = 39 \text{ cm} = 0.39 \text{ m}$$

D'où :

$$M_f = N_u X g = 1.46 X 0.39 = 0.57 \text{ KN. m}$$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 X 25}{1 X 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{570}{100 X 8^2 X 14.2} = 0.0063 \longrightarrow \mu_b = 0.006 < \mu_l = 0.392 \text{ Donc c'est une section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.006 \quad \beta = 0.997$$

✓ **Section des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \text{ Donc : } A_f = \frac{570}{0.997 X 8 X 348} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

### Calcul des armatures en flexion composée :

La section réelle d'armatures :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$A = 0.21 - \frac{14.6}{348} = 0.168 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

✓ **Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $St = 9 \text{ cm}$ .

### III-1-3 : Vérifications à l'ELU :

**a-Condition de non fragilité : (BAEL99 /Art A.4.2.1) :** Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

Avec un espacement  $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**b-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1, 1) :**

Vérification de la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.5; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée.

-Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**c-Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91 modifié99/Art A.6.1, 3) :** Il faut vérifier

que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  Avec :  $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$  ( $\psi_s = 1.5$  : Barres de haute adhérence)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.21 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

-Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**d-Vérification de la longueur de scellement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6 .1.21) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour  $\phi = 0.8 \text{ cm}$   $\longrightarrow L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$  On prend :  $L_s = 30 \text{ cm}$

**e-Longueur d'ancrage mesurée hors crochets (BAEL 91/ Art A.6.2.53) :**

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

**f-Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99) :**➤ **Armatures principales :**

$$St < \min (3h ; 33\text{cm}) = (3 \times 10 ; 33\text{cm}) = 30\text{cm} \quad St = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min (4h ; 45\text{cm}) = (4 \times 10 ; 45\text{cm}) = 40\text{cm} \quad St = 9\text{cm} \leq 40\text{cm}$$

**III-1-4 : Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Il faut vérifier les conditions suivantes :

-Dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  -Dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• **Vérification des contraintes :**▪ **Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t} \right\}$

On a des aciers : HA :  $\varnothing \geq 6\text{mm}$  et FeE400  $\Rightarrow \eta = 1,6$  (coefficient de fissuration).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 X_d X_{A_{st}}} \quad \text{avec : } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b X_d} = \frac{201}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \quad k = 47,50 \quad ; \quad \beta_1 = 0,920 \quad \text{d'où :}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,35 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 23,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 23,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Contrainte dans le béton :** On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ 

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{23,66}{47,50} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III-1-5 : Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) :**

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule

:  $F_p = 4 \times C_p \times W_p$   $F_p$  : doit être inférieure à l'action de la main courante Q.

A : coefficient d'accélération donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage, dans notre cas  $A = 0,15$  (zone IIa et groupe d'usage 2).

$C_p$  : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de RPA (variant entre 0.3 et 0.8), dans notre cas l'acrotère est une console donc le  $C_p = 0,8$ .  $W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.081 KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.081 = 0.519 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

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

**Conclusion :**

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : **4 HA8=2.01 cm<sup>2</sup>** avec **st = 25cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8=2.01 cm<sup>2</sup>** avec **st= 9 cm.**

Les plans de ferrailage sont comme suit :

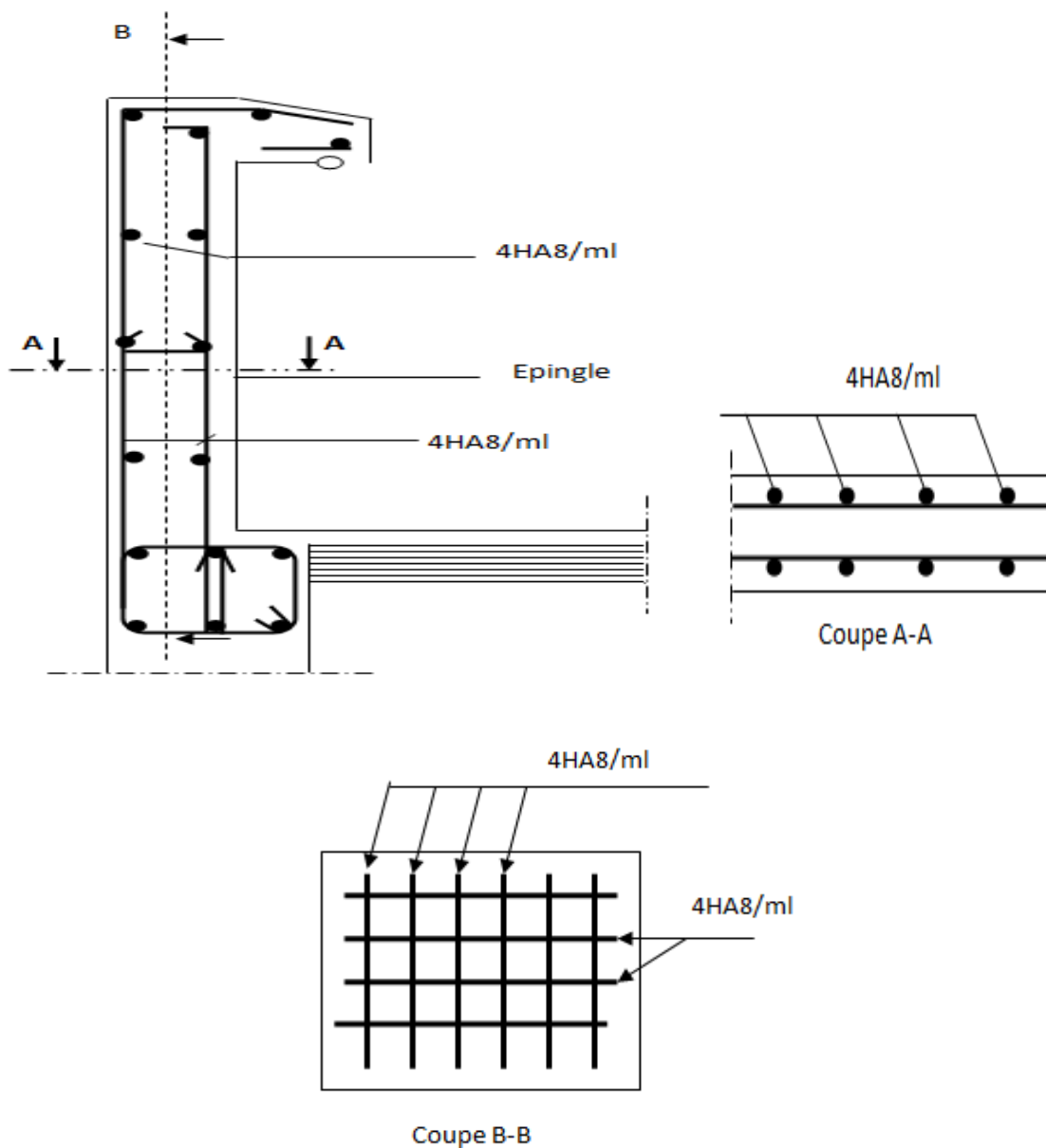


Figure III-1-5 : Ferrailage de l'acrotère.

## III-2 : L'escalier :

## III-2-1: Prédimensionnement de l'escalier :

**a-Définition :** Un escalier est un élément vertical entre les différents étages de la structure, il est constitué d'une suite régulière de marche, de façon à assurer la circulation des personnes entre les niveaux en montant et en descendant .

L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs paliers de repos, il est assimilé dans le calcul à une poutre isostatique calculée à la flexion simple car il est soumis à son poids propre et aux surcharges.

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

## b-Terminologie :

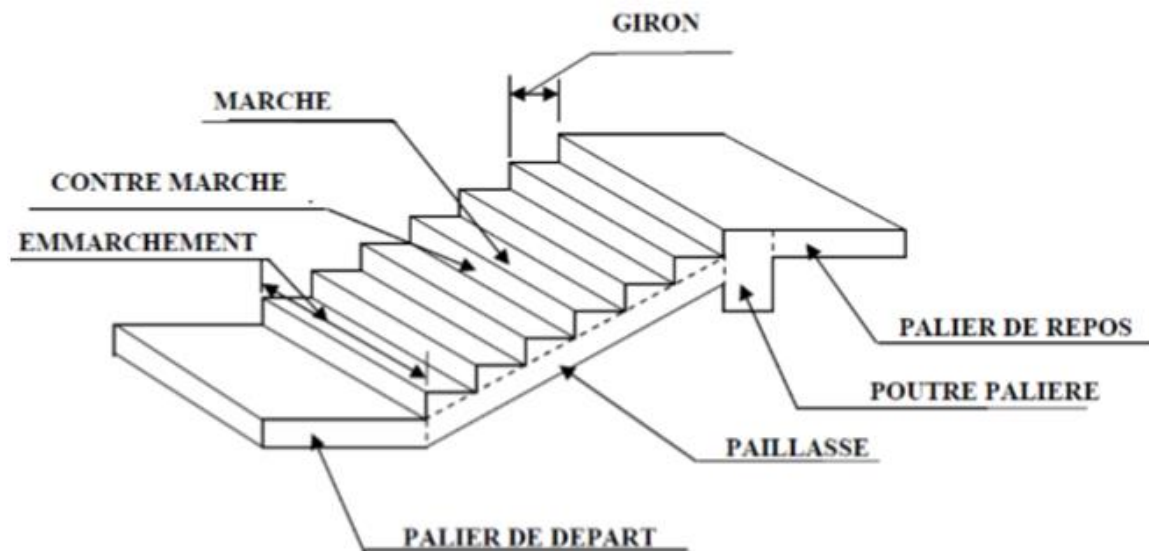


Figure III-2-1 : Terminologie des escaliers.

**La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale ou arrondie ...etc.

**La contremarche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives.

**Le giron :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre-marchés. L'escalier se montrât sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL.

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

**Un palier :** est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou chaque étage.

**L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

**La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, elle est toujours tracée à 50cm du collet de l'escalier.

**La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contre

marches.

**Cage d'escalier** : notre structure est dotée d'une seule cage d'escalier qui comporte deux volées et un palier intermédiaire.

### C -Les différents types d'escaliers :

On distingue des escaliers :

- À quartier tournants.
- À palier intermédiaire.
- À la Française (limon apparent sur le côté).
- À l'anglaise (marche en débord sur le limon).

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

#### - Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire :

- **Calcul de l'escalier :**

#### -Prédimensionnement de l'escalier :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de Blondel qui est la suivante :  $59 \leq g + 2h \leq 66$  [cm]

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \text{ et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

$$\text{Le nombre de contre marche : } n = \frac{H}{h}$$

$$\text{Le nombre de marches : } m = n - 1$$

L'embranchement doit être  $\geq 1,20$  m

En tenant compte des dimensions données sur le plan, Les escaliers sont dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

**La hauteur de la marche h** : On a :  $14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$  ; on prend :  $h = 17\text{cm}$ .

**Nombre de contremarches n** :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$  contremarches.

**Nombre de marches m** :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

**L'embranchement** doit être  $\geq 1.20$  m : soit un embranchement de 1.45 m.

**Le giron g** :  $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$  ; on prend :  $g = 30\text{cm}$ .

**Vérification de la relation de BLONDEL** :  $59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$

$59 < 2h + g = 64 < 66\text{cm}$  ..... condition vérifiée donc l'escalier est confort.

- Prédimensionnement de la paillasse :

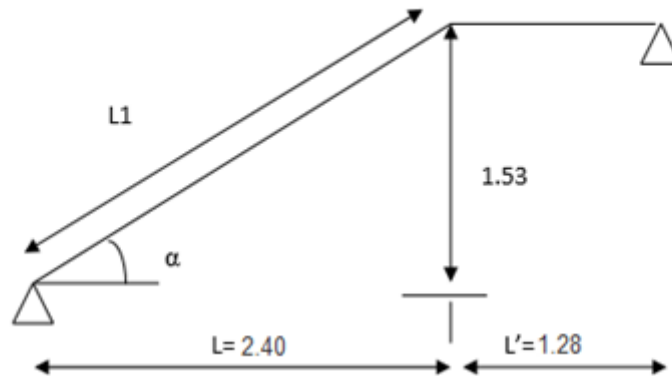


Figure III-2-2 : schéma statique de l'escalier.

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 projetée de la travée entre deux appuis de l'escalier.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} ; L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L' = 284.63 + 128 = 412.63 \text{ cm}$$

$L$  : longueur de la paillasse.

$L_0$  : longueur réelle de la paillasse.

$$\frac{412.63}{30} \leq e_p \leq \frac{412.63}{20}$$

$$13.75 \leq e_p \leq 20.63$$

On opte pour  $e_p = 15 \text{ cm}$

On prend la même épaisseur pour le palier  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

- **Évaluation des charges et des surcharges :**

✓ **Palier :**

Poids du palier :  $\rho \times \text{épaisseur} = 25 \times 0,15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Élément	Épaisseur (m)	Charges permanentes (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	0,4
Mortier de pose	0,02	0,4
Dalle pleine	0,15	3.75
Enduit de ciment	0,02	0,2
Charge permanente totale		4.75
Surcharge		2,5

**Tableau III-1 : Évaluation des charges et des surcharges du palier.**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

- $G_1 \times 1m = 4.75 \times 1 m = 4.75 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1m = 2,5 \times 1 m = 2.5 \text{ kN /ml}$

ELU :  $q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q = (1.35 \times 4.75) + (1.5 \times 2.5) = 10.16 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_{s1} = G_1 + Q_{\text{escalier}} = 4.75 + 2.5 = 7.25 \text{ kN/ml}$

✓ **Volée :**

Poids marche :  $\rho X \frac{h}{2} = 25 X \frac{0.17}{2} = 2.13 \text{ kN/m}^2$

Poids paille :  $\rho X \frac{\text{épaisseur}}{\cos 32.52^\circ} = 25 X \frac{0.15}{\cos 32.52^\circ} = 4.45 \text{ kN/m}^2$

Élément	Épaisseur (m)	Charges permanente (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.02	0.4
Marche	0.17	2.13
Paille	0.15	4.45
Enduit de ciment	0.02	0.2
Charge permanente totale		7.58
Surcharge		2.5

**Tableau III-2 : Évaluation des charges et des surcharges de la volée.**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

- $G_2 \times 1m = 7.58 \times 1 m = 7.58 \text{ kN/ml}$

- $Q_{\text{escalier}} \times 1\text{m} = 2.5 \times 1\text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$

ELU :  $q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q = (1.35 \times 7.58) + (1.5 \times 2.5) = 13.98\text{KN/ml}$

ELS :  $q_{s2} = G_2 + Q_{\text{escalier}} = 7.58 + 2.5 = 10.08 \text{ KN/ml}$

- Calcul des réactions d'appuis et les efforts internes :

-Calcul à l'ELU :

- ✓ Les réactions d'appuis :

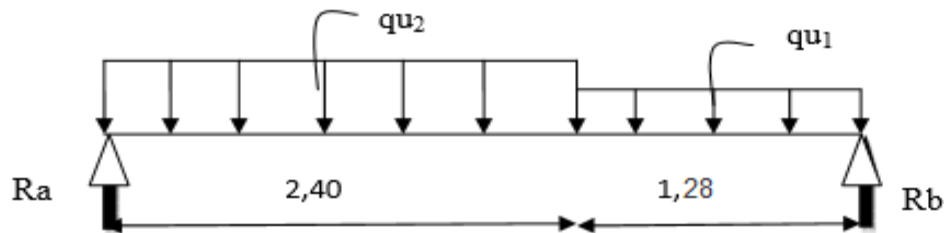


Figure III-2-3 : Schéma statique de calcul à ELU.

-Calcul des réactions d'appuis :

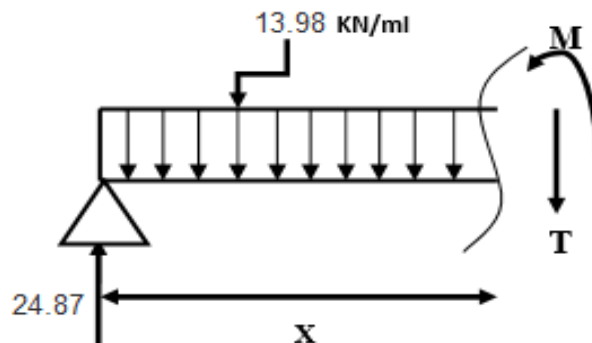
D'après les formules de RDM :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B = (13,98 \times 2,4) + (10,16 \times 1,28) \\ R_A + R_B = 33,55 + 13,00 = 46,55 \end{cases}$$

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow \begin{cases} 13,98 \times 2,4 \times \frac{(2,4)}{2} + 10,16 \times 1,28 \times \left(\frac{1,28}{2} + 2,4\right) - R_B \times 3,68 = 0 \\ R_B \times 3,68 = 40,26 + 39,53 = 79,79 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 21,68 \text{ KN} \\ R_A = 24,87 \text{ KN} \end{cases}$$

-Calcul des moments et des efforts tranchants : 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$  :



L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = 24,87 - 13,98 x$$



$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 2.4 \end{cases} \begin{cases} T(x = 0) = 24.87 \text{ KN} \\ T(x = 2.4) = -8.68 \text{ KN} \end{cases}$$

-Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = 24.87(x) - 13.98(x^2)/2$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 2.4 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = 19.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Moment maximum :

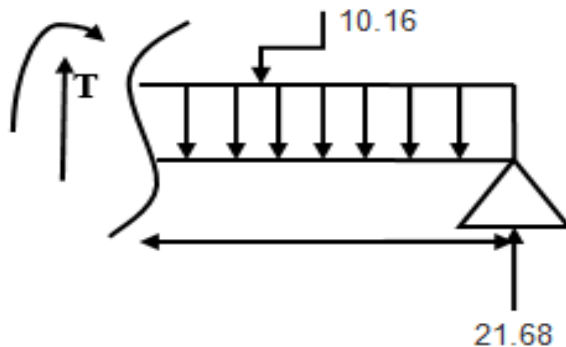
$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 24.87 - 13.98 x_{tm} = 0$$

$$x_{tm} = \frac{24.87}{13.98} = 1.78 \text{ m}$$

Le moment est max pour :  $x_{tm} = 1.78 \text{ m}$

Donc :  $M_z^{\max} = 22.12 \text{ KN.m}$

**2<sup>ème</sup> tronçon : 0.00 m < x < 1.28 m :**



-L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :  $T(x) = -21.68 + 10.16 x$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1.28 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x = 0) = -21.68 \\ T(x = 1.28) = -8.66 \end{cases}$$

-Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = 21.68x - 10.16 \frac{x^2}{2} \begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1.28 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = 19.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide

des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.  
 Les moments de calcul seront comme suit :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3M_z^{max} = -0.3 \times 22.12 = -6.64 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 22.12 = 18.80 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

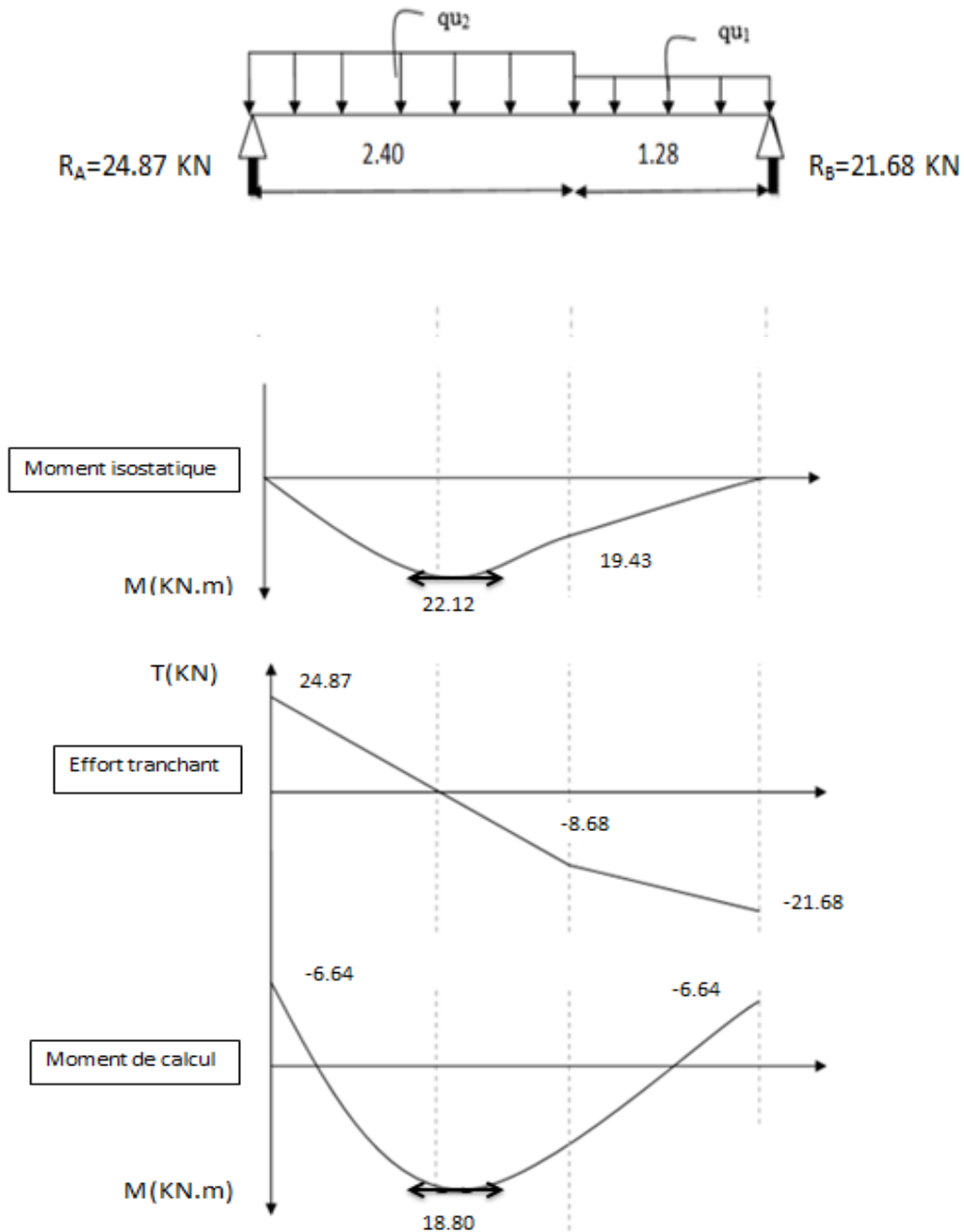


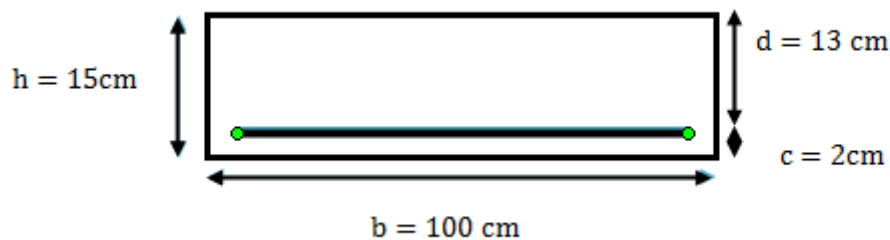
Figure III-II-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier

**III-2-2 : Calcul des armatures (ferraillage à l'ELU) :** Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (FPP). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

✓ **Aux appuis :**

**a-Armatures longitudinales (principales) :**

$$M_{ua} = -6.64 \text{ KN.m}$$



$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_{st} = 1.15 ; \\ \text{FeE400} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} ; \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{6.64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.028 \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.64 \times 10^5}{0.986 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8 /ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement de **St =25cm**.

**b-Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8 /ml = 2.01 cm<sup>2</sup>**; avec un espacement de **St =25cm**

✓ **En traveé :**

$$M_{ut} = 18.80 \text{ kN.m}$$

**a -Armatures longitudinales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{18.80 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.078 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.078 \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.959$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.80 \times 10^5}{0.959 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4.33 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12 /ml = 4.52 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement de **St =25cm**.

**b-Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8 /ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement de **St =25cm**.

**III-2-3 : Vérifications à l'ELU :**

**a-Condition de non fragilité :(BEAL 91, Art. A.4.2.1) :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

- En travées :  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

**b-Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{45, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Appui :  $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

Travée :  $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

✓ **Armatures de répartitions :**

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{60, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Appui :  $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

Travée :  $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

**C-Vérification de la contrainte d'adhérence (Art : 6.1.3/BAEL91):**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$  avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d\Sigma U_i} \text{ Avec } T_u : \text{effort tranchant maximal.}$$

$$T_u = 24.87 \text{ KN.}$$

$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$   $\Sigma U_i =$  Somme des périmètres utiles des barres.  $\Sigma U_i = \sum n. \pi. \phi = 3.14 \times 4 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{24.87 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.41 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**d-Ancrage des armatures : (Art .A.6.1.23 /BAEL91) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99**) :

$$L_C = 0.4L_s \Rightarrow L_C = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm.}$$

**e-Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91] :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{24.87 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.191 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**f-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,4 ,321) :**

Il faut vérifier que :  $T_u^{\max} \leq \bar{\tau}_u = 0.4 \times b \times 0.9 d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\bar{\tau}_u = 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} = 780 \text{ KN}$$

$T_u^{\max} = 24.87 \text{ KN} < \bar{\tau}_u = 780 \text{ KN}$  ..... **condition vérifiée.**

- **Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A. 5. 4.321) :**

On doit vérifier :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$  avec :  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{1.15}{400} \left( 24.87 \times 10^3 + \frac{6.64 \times 10^5}{0.9 \times 13} \right) = 2.35 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition non vérifiée.

Donc on doit augmenter la section d'armature  $A_a = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de **St=25 cm**.

**g-Justification des sections d'appuis (Art : 5.1.3/BAEL91) :**

$$A_s \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{24.87 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**III-2-4: Calcul à l'ELS :**

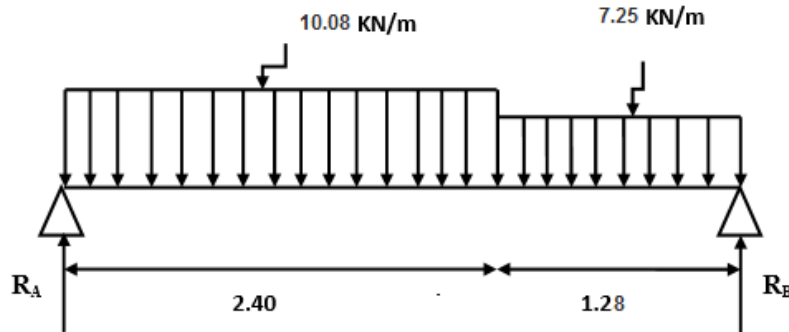


Figure III-2-5 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

**a-Calcul des réactions d'appuis:**

D'après les formules de RDM :

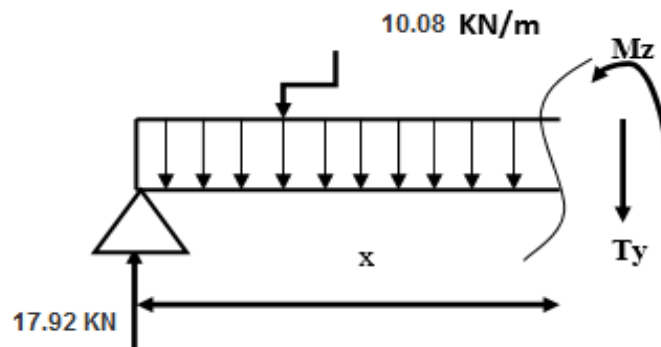
$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B = (10.08 \times 2.4) + (7.25 \times 1.28) \\ R_A + R_B = 24.19 + 9.28 = 33.47 \end{cases}$$

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow \begin{cases} 10.08 \times \frac{2.4 \times (2.4)}{2} + 7.25 \times 1.28 \times \left(\frac{1.28}{2} + 2.4\right) - R_B \times 3.68 = 0 \\ R_B \times 3.68 = 29.03 + 28.21 = 57.24 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 15.55 \text{ KN} \\ R_A = 17.92 \text{ KN} \end{cases}$$

**b-Calcul des moments et des efforts tranchants:**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0.00 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$  :**



-L'effort tranchant est donné par l' équation suivante :

$$T(x) = 17.92 - 10.08 x$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 2.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 17.92 \text{ KN} \\ T(x=2.4) = -6.27 \text{ KN} \end{cases}$$

-Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = 17.92 x - 10.08 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 2.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = 14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

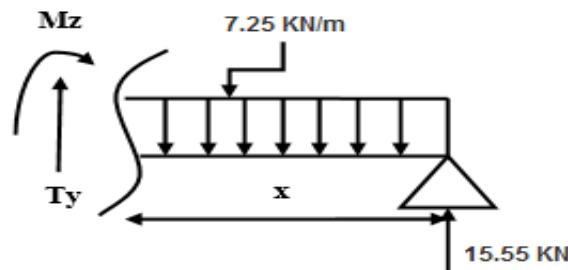
-Moment maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 17.92 - 10.08 x_{tm} = 0 \Rightarrow x_{tm} = \frac{17.92}{10.08} = 1.78 \text{ m}$$

Le moment est max pour :  $x_{tm} = 1.78 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 17.92 \times 1.78 - 10.08 \times \frac{1.78^2}{2} = 16 \text{ KN.m}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon : 0.00 m < x < 1.28 m :**



-L'effort tranchant est donné par l' équation suivante :

$$T(x) = -15.55 + 7.25 x$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1.28 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -15.55 \text{ KN.m} \\ T(x=1.28) = -6.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = 15.55 x - 7.25 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1.28 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = 14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :** Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée. Les moments de calcul seront comme suit :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3M_z^{max} = -0.3 \times 16 = -4.8 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{ut} = 0.85M_z^{max} = 0.85 \times 16 = 13.6 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

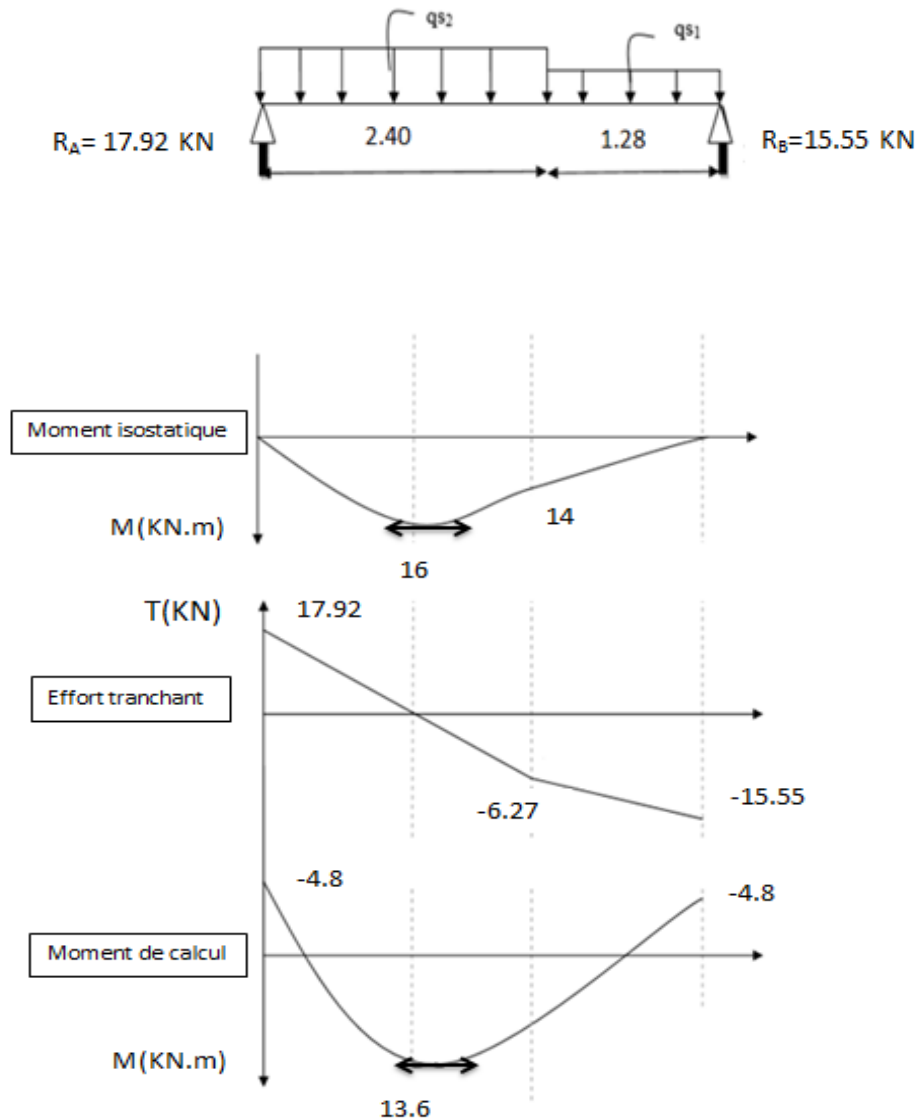


Figure III-II-6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier.

III-2-5 : Vérification à l'ELS :

a-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3. 2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

b-Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5.2 /BAEL91) :

✓ En travée :

**- Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} ; K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b d} = \frac{4.52 \times 100}{100 \times 13} = 0.348 \Rightarrow \beta_1 = 0.909 \Rightarrow \alpha = 0.273 \Rightarrow K = 0.025$$

$$M_t = 13.6 \text{ kN.m} \quad \sigma_{st} = \frac{13.6 \times 10^6}{0.909 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 254.62 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 254.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

**- Contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.025 \times 254.62 = 6.37 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 6.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

✓ **Aux appuis :**

**- Contrainte dans l'acier :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b d} = \frac{3.14 \times 100}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow \beta_1 = 0.922 \Rightarrow \alpha = 0.234 \Rightarrow K = 0.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4.8 \times 10^6}{0.922 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 127.54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 127.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

**- Contrainte dans le béton :** On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.02 \times 127.54 = 2.55 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 2.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**c-Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 /BAEL 91) :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3.68} = 0.040 < 0.06 = \frac{1}{16} \text{ .....condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.040 < \frac{13.6}{10 \times 16} = 0.085 \text{ ..... condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.003 < 0.01 \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

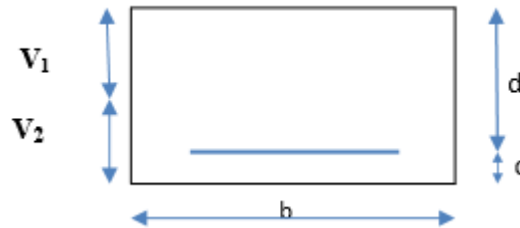
$$f = \frac{5 q_s X L^4}{384 X I_{fv} X E_v}$$

$$q_s = \max \{10.08 \text{KN/ml} ; 7.25 \text{KN/ml}\} = 10.08 \text{KN/ml}$$

Avec :  $E_v$ : Module de la déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de la section homogénéisée :**



$$B_0 = b X h + 15 X A_{st}$$

$$B_0 = 100 X 15 + 15 X 4.52 = 1567.8 \text{ cm}^2.$$

**a-Moment statique de la section homogénéisée:**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st} X d$$

$$S_{xx} = \frac{100 X 15^2}{2} + 15 X 4.52 X 13 = 12131.4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12131.4}{1567.8} = 7.74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.74 = 7.26 \text{ cm}$$

**b-Moment d'Inertie de la section homogénéisée:**

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

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.74^3 + 7.26^3) + 15 X 4.52 X (7.26 - 2)^2$$

$$I_0 = 30087.26 \text{ cm}^4$$

**c-Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 q_s X L^4}{384 X I_{fv} X E_v} = \frac{5 X 10.08 X 3.68^4 X 10^3}{384 X 30087.26 X 10818.87} = 7.39 X 10^{-5} \text{ m} = 0.007 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{368}{500} = 0.736 \text{ cm}$$

$f = 0.007 \text{ cm} < \bar{f} = 0.736 \text{ cm}$ ..... **Condition vérifiée.**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**Remarque :** On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux.

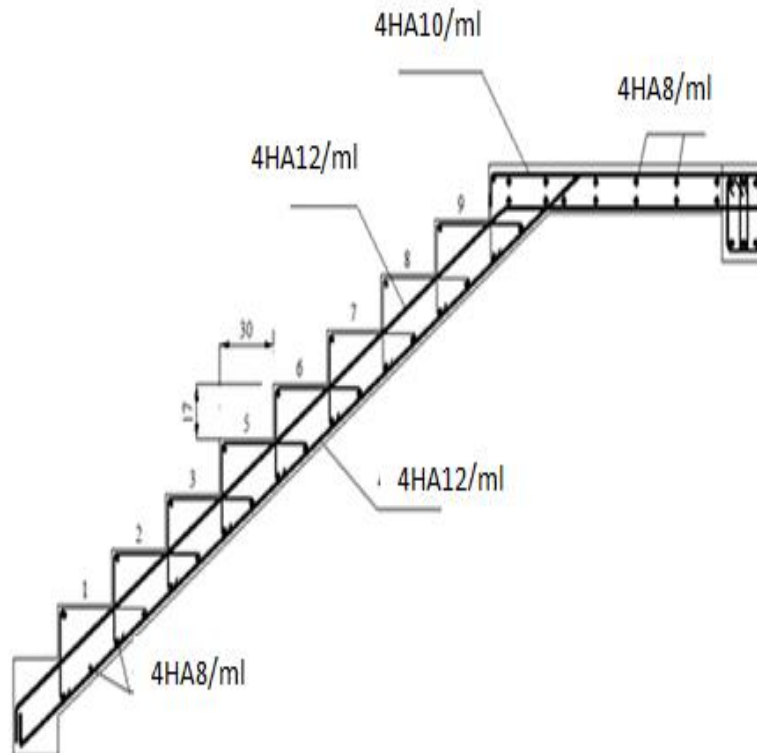
**Conclusion :** Le ferrailage de l'escalier est comme suit :

**Appuis :**

- ✓ Armatures principales : 4HA10 (3.14 cm<sup>2</sup>).
- ✓ Armatures de répartition : 4HA8 (2.01 cm<sup>2</sup>).

**Travée :**

- ✓ Armatures principales : 4HA12 (4.52 cm<sup>2</sup>).
- ✓ Armatures de répartition 4HA8 (2.01 cm<sup>2</sup>).



**Figure III-2-7 : Ferrailage de l'escalier**

**III-3 : Poutre Palière :**

**Définition :**

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire (bxh), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

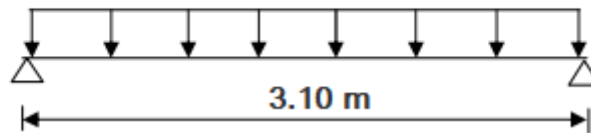


Figure III-3-1 : Schéma statique de la poutre palière.

**III-3-1 : Prédimensionnement :**

- ✓ **Détermination de la hauteur :** Condition du BAEL :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$h_t$ : Hauteur de la poutre.

L : la portée libre de la poutre

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.67 \leq h_t \leq 31$$

On opte pour :  $h = 35 \text{ cm}$

- ✓ **Détermination de la largeur :**

Elle est donnée par la condition suivante :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

- **Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :**

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.2 < 4 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Section adoptée : **(30 x 35) cm<sup>2</sup>.**

- **Calcul des charges et surcharges :**

**a-Charge permanentes :**

-Poids propre de la poutre .....  $G_{\text{poutre}} = 30 \times 0.25 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/ml}$

-Réaction du palier : ELU :  $R_B = 21.68 \text{ KN}$

-Réaction du palier : ELS :  $R_B = 15.55 \text{ KN}$

- Combinaison à considérer :

- ELU :

$$q_u = 1.35 G + R_B$$

$$q_u = 1.35 \times 2.62 + 21.68 = 24.21 \text{ KN/ml}$$

- ELS :  $q_s = G + R_B q_s = 2.62 + 15.55 = 17.43 \text{ KN/ml}$

### III-3-2 : Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis :

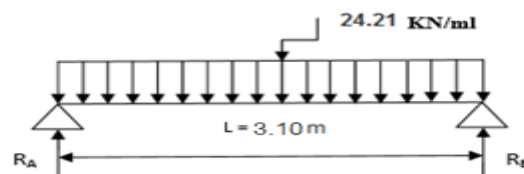


Figure III-3-2 : schéma statique de calcul à l'ELU

a-Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{24.21 \times 3.1}{2} = 36.32 \text{ KN}$$

b-Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{24.21 \times 3.1}{2} = 36.32$$

c-Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{24.21 \times 3.1^2}{8} = 27.24 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments :

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 27.24 = -8.17 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 27.24 = 23.15 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

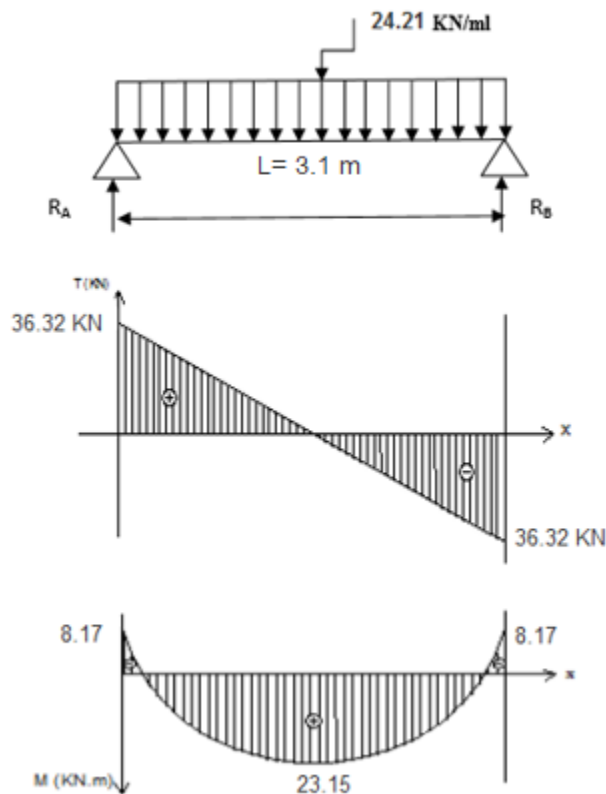


Figure III-3-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III-3-3 : Ferrailage à l'ELU :

A-Calcul des armatures longitudinales :

✓ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{xy} b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{8.17 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.018 \Rightarrow \mu_a = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta X d \sigma_{st}} = \frac{8.17 \times 10^5}{0.991 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 0.76 \text{ cm}^2$$

On prend: **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

✓ En travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{23.15 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.069 \Rightarrow \mu_t = 0.069 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.069 \quad \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.15 \times 10^5}{0.965 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 2.09 \text{ cm}^2$$

On prend: **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**III-3-4 : Vérifications à l'ELU :**

**a-La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

- En travées :  $A_t = 2.48 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

**b-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1, 1) :**

Vérification de la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{36.32 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.37 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  ..... Condition est vérifiée

**c-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,4 ,321) :

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.33 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

$T_u^{\max} = 36.32 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

- Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A. 5. 4.321) :

On doit vérifier :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$  Avec :  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 36.32 \times 10^3 + \frac{8.17 \times 10^5}{0.9 \times 33} \right) = 1.83 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.83 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

Finalement en constante que l'effort tranchant  $T_u$  n'as pas d'influence sur les armatures inferieures.

**d-Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL 91modifié 99/Art A.6.1,3) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$  = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \sum n. \pi. \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.3 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.32 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113} = 1.08 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e-Vérification de la longueur de scellement:(BAEL91 modifié 99/ArtA.6.1.21) :**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 12 \text{ mm } L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{-En travée : } L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un crochet 17 cm.}$$

$$\text{-En appui : } L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un crochet 17 cm.}$$

**B -Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_1 ; \frac{b}{10} \right\}$$

$\emptyset_1$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1.2 cm.

$$\emptyset \leq \min \{ 1 ; 1.2 ; 3 \}$$

$$\emptyset \leq 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit : **At = 2HA8 = 1 cm<sup>2</sup>.**

- **Espacement des barres [Article 7.5.2.2 RPA99] :**

L'espacement des armatures transversales est donné par le **(BAEL91/ Art A.5.1.22) :**

$$St \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq \min \{ 29.7 ; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow \text{St} = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{At \times f_e}{b \times St} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{30 \times 25} = 0.53 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification selon le R.P.A (2003) :**

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

- ✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \emptyset ; 30 \right\} St \leq \min \{ 8.75 ; 14.4 ; 30 \} = 8.75 \Rightarrow \text{St} = 7 \text{ cm}$$

- ✓ **En zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{St} = 15 \text{ cm.}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III-3-5 : Calcul à l'ELS :**

**a-Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{Q_s \times L}{2} R_A = R_B = \frac{17.43 \times 3.10}{2} = 26.15 \text{ KN}$$

**b-Efforts internes :**

$$\begin{cases} T_u(0) = 26.15 \text{ KN.} \\ T_u(3.10) = -26.15 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{Q_s \times L^2}{8} = \frac{17.43 \times 3.1^2}{8} = 19.61 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments :

**Aux appuis :**  $M_t = -0.3M_0 = -0.3 \times 19.61 = -5.88 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 19.61 = 16.67 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

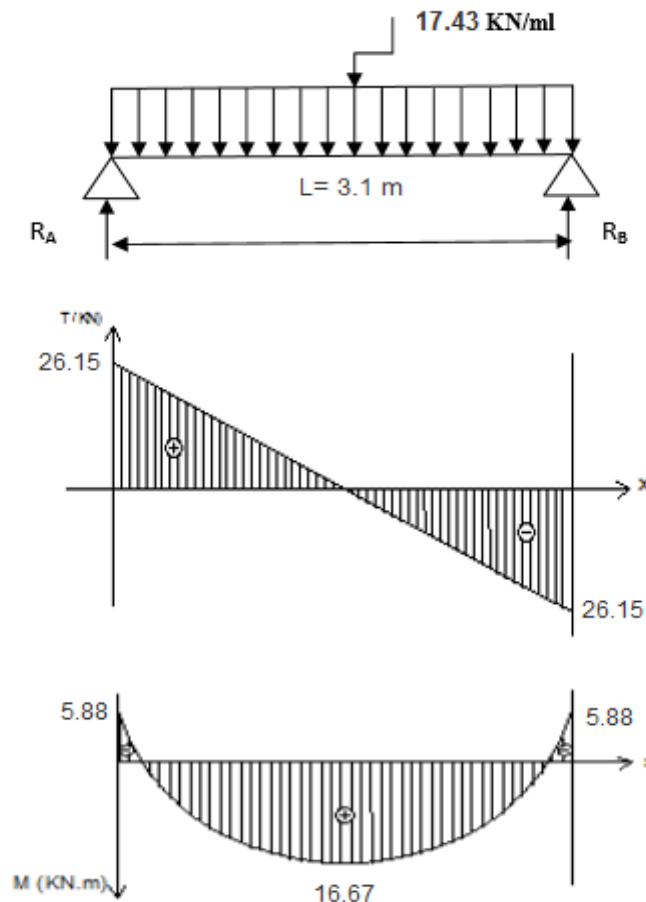


Figure III-3-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

### III-3-6: Vérification à l'ELS :

#### a-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### b-Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

En travée :

- ✓ Contrainde dans l'acier :

On doit s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.39 \times 100}{30 \times 35} = 0.32$$

$$\rho = 0.32 \Rightarrow k = 32.62 ; \beta = 0.911$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63) \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{A_t \times \beta \times d} = \frac{16.67 \times 10^6}{339 \times 0.911 \times 330} = 163.57 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 163.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

**-Contrainte dans le béton :** On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{163.57}{32.62} = 5.02 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée

✓ **Aux appuis :**

**-Contrainte dans l'acier :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.39 \times 100}{30 \times 33} = 0.32$$

$$\rho = 0.32 \Rightarrow k = 32.62 ; \beta = 0.911$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ta}}{A_t \times \beta \times d} = \frac{5.88 \times 10^6}{339 \times 0.911 \times 330} = 57.7 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63) \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 57.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

**-Contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{57.7}{32.62} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**c-Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{3.1} = 0.11 > 0.0625 \text{ .....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.11 \geq \frac{16.67}{10 \times 19.61} = 0.085 \text{ .....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{At}{bxd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.003 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, il n’y a pas donc lieu de vérifier la flèche.

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

- Appuis : 3HA12 (3.39 cm<sup>2</sup>).
- Travée : 3HA12 (3.39 cm<sup>2</sup>).
- Cadres et étriers de HA8.

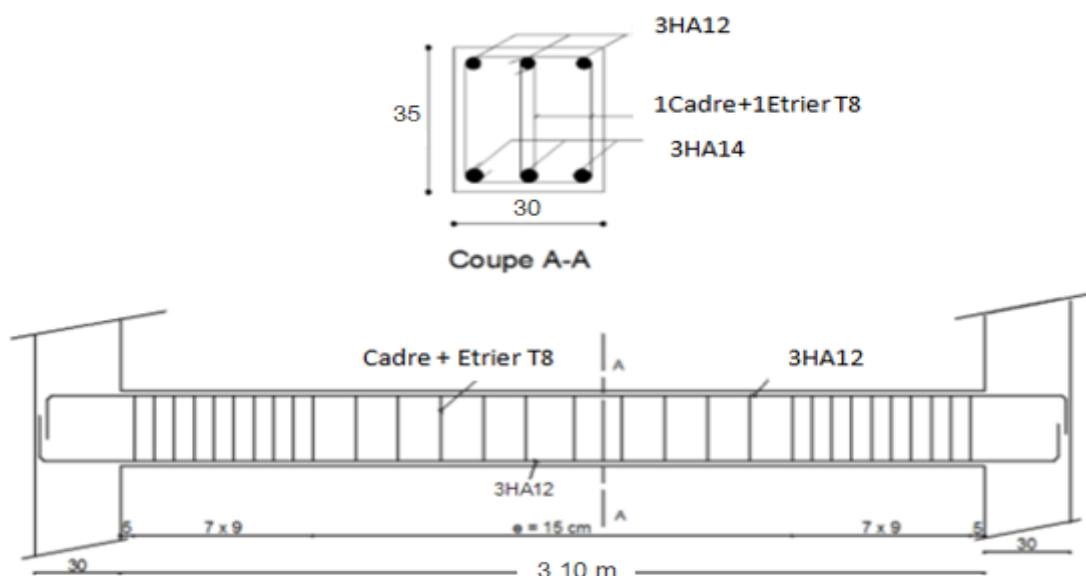


Figure III-3-5 : Ferrailage de la poutre palière.

**III-4 : Calcul des planchers :**

**III-4-1- Plancher RDC en corps creux (16+4) :**

**Introduction :** Comme nous l’avons indiqué déjà au chapitre II ; notre projet est constitué des planchers de même type en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d’épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d’épaisseur, elle est armée d’un quadrillage d’acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.

- Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

### 1- Calcul et ferrailage de la dalle de compression : (BAEL91mod99. Art. B.6.8) :

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance (fe520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

-20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

-33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité qui est le plancher (RDC).

#### a-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e}$  Avec  $A_{\perp}$  : section d'armatures (cm<sup>2</sup>/ml)

$L'$  : Entre axes des poutrelles égal à 65 cm

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5T4 = 0.63 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e=20cm**

#### b-Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5T4 = 0.63 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e = 20 cm**

**Conclusion** : on adoptera donc un treillis soudé TLE520 de (20x20)

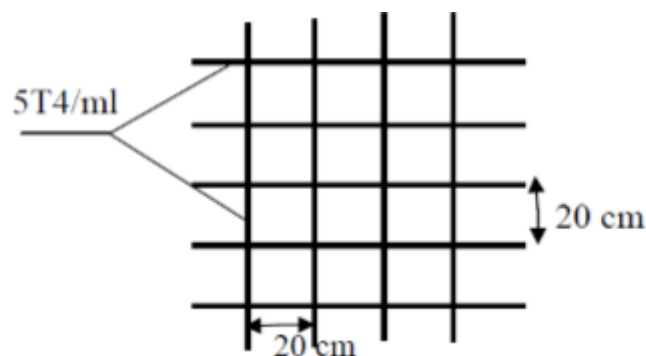


Figure III-4-1-1 : ferrailage de la dalle de compression.

### 2- Étude des poutrelles :

#### a- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Critère de la continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

### b-Dimensionnement de poutrelle:

Les poutrelles travaillent comme une section en T, la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une poutrelle sera déterminer à partir du [art A 4.1.3 BAEL91].

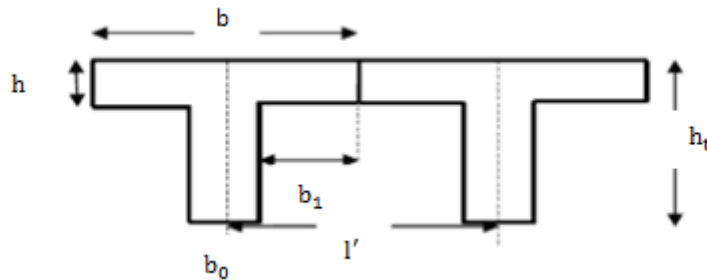


Figure III-4-1-2 : schématisation de la section des poutrelles.

$b$ : Largeur de la dalle de compression	$b = 2b_1 + b_0$
$b_0$ : Largeur de la poutrelle	$b_0 = 12\text{cm}$
$h_0$ : Épaisseur de la dalle de compression	$h_0 = 4\text{cm}$
$l'$ : Entre axes des poutrelles	$l' = 65\text{cm}$
$h_t$ : Hauteur totale de poutrelle	$h_t = 16 + 4 = 20\text{cm}$

#### ✓ Détermination de $b_1$ :

D'après [art A.4.1.3 BAEL91] la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle est limité par :

$$b_1 = \min\left(\frac{l'-b_0}{2}; \frac{L}{10}; \frac{2XL}{3 \times 2}\right)$$

$L$  : portée de la plus grande travée,  $L = 3.80\text{ m}$ .  $b_1 = \min(26.5; 38; 127) = 26.5\text{ cm}$ .

On prend:  $b_1 = 26.5\text{ cm}$  Donc:  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{ cm}$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

### c-Calcul de poutrelle :

**1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la dalle de compression :** La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux est de  $0.95\text{ KN/m}^2$ , et le poids de la main d'œuvre.

#### • Chargement

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

-Poids propre du corps creux (16 cm) :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

-Surcharge de la main d'œuvre :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

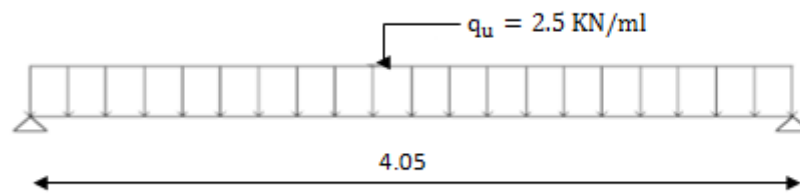
-La charge permanente :  $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

-La charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- **Ferraillage à l'état limite ultime :**

La combinaison d'action à l'ELU :

**ELU :**  $q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN / ml}$



-Moment maximal en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.05^2}{8} = 5.13 \text{ KN/m}$$

-Effort tranchant maximal aux appuis :

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{2.5 \times 4.05}{2} = 5.06 \text{ KN}$$

-Calcul des armatures : La poutrelle est ferraillée en flexion simple.

$b = 12 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $h = 4 \text{ cm}$ ;  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

( $d$  : Hauteur utile).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{5.13 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.53 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA)}$$

**Remarque :**

Comme la section de la poutrelle est faible ( $12 \times 4$ )  $\text{cm}^2$ , on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul).

On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

- **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :**

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$M_1 = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0.267 \text{ KN}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 M_1}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.9243 \text{ m}$$

**Remarque :**

-Pour les travées de 340 cm on prévoit  $(340 / 92.43) = 4$  distances entre étais, donc on place 3 pieds droits.

-Pour les travées de 405 cm on prévoit  $(405 / 92.43) = 4$  distances entre étais, donc on place 3 pieds droits.

-Pour les travées de 335cm on prévoit  $(355 / 92.43) = 4$  distances entre étais, donc on place 3 pieds droits.

-Pour les travées de 170 cm on prévoit  $(170 / 92.43) = 2$  distances entre étais, donc on place 2pieds droits.

-Pour les travées de 165 cm on prévoit  $(165 / 92.43) = 2$  distances entre étais, donc on place 2pieds droits.

**2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en Té reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

Une poutrelle supportera les charges suivantes :

**Poids des planchers :**

Le plancher qui présente le cas le plus défavorable dans notre cas est le plancher du RDC.

- ✓ Poids du plancher :  $G = 5.45 \times 0.65 = 3.54 \text{ KN/ml}$
- ✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN /ml}$

**-Les combinaisons de charge :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 3.54) + (1.5 \times 2.275) = 8.19 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3.54 + 2.275 = 5.82 \text{ KN/ml}$$

**-Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

**a-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Dans notre cas on applique cette méthode pour les travées de la portée © suivant le sens des poutres secondaires.

- **Conditions d'applications (Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99):**

-La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ml.

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ ml})$$

$$Q = 2.275 \text{ KN/ml} \leq \max(2 \times 5.45 ; 5\text{KN/ml}) = 10.9 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

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

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

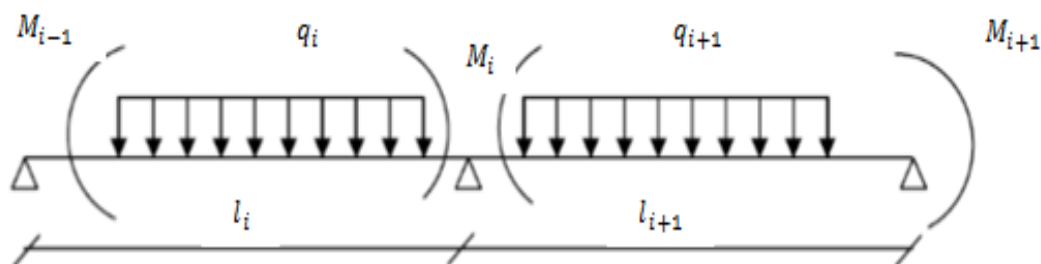
Travée	Longueur $L_i$ (m)	Longueur $L_i / L_{i+1}$	Conclusion
1-2	1.7	/	Condition non vérifiée
2-3	3.4	0.5	
3-4	4.05	0.84	
4-5	1.65	2.45	
5-6	1.65	1	
6-7	3.35	0.49	

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable dans notre cas, donc le calcul se fera par la méthode des trois (03) moments.

**b-Principe de la méthode des 3 moments :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes : La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur  $L=0$ .

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.



- **Aux appuis :**

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

- **En travée :**

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

Et  $\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{qx^2}{2}$  avec  $\mu(x)$ : moment fléchissant isostatique.

#### -La position du moment maximum

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

Avec :

$M_{i+1}$  ;  $M_i$  ;  $M_{i-1}$  : Sont respectivement les moments en valeur algébrique (pris avec leur signe) sur les appuis  $i-1$  ;  $i$  ;  $i+1$ .

$l_i$  : La portée de la travée à gauche de l'appui  $i$ .

$l_{i+1}$  : La portée de la travée à droite de l'appui  $i$ .

$q_i$  : La charge répartie à gauche de l'appui  $i$ .

$q_{i+1}$  : La charge répartie à droite de l'appui  $i$ .

**Remarque :** (tirer dans un mémoire de fin d'études intitulé ; ETUDE D'UN BATIMENT (R+9) A USAGE D'HABITATION CONTREVENTE PAR VOILES ET PORTIQUE (MIXTE) ; Promotion 2016/2017).

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

**-Au niveau d'un appui(i) :**

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

**-Au niveau d'un appui (i+1) :**

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

**Nous avons quatre types de poutrelles :**

Le premier comporte un plancher sur 3 appuis et le deuxième sur 4 appuis, le troisième sur 5 appuis, et le quatrième sur 10 appuis.

**1<sup>er</sup> cas :** On a une poutre sur 3 appuis :

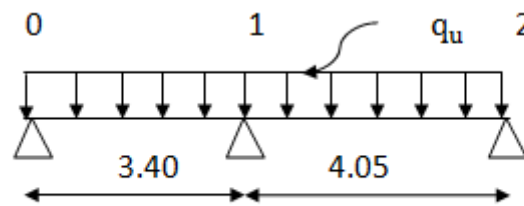


Figure III-4-1-3 : Schéma statique de la poutre.

Calcul a l'ELU :

- Calcul des moments :

➤ Aux appuis

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

Pour l'appui i=0 :

$$6.8M_0 + 3.4 M_1 = -80.47 \dots \dots \dots (1)$$

Pour l'appui i=1 :

$$3.4M_0 + 14.9 M_1 + 4.05 M_2 = -216.49 \dots \dots \dots (2)$$

Pour l'appui i=2 :

$$4.05 M_1 + 8.1 M_2 = -136.02 \dots \dots \dots (3)$$

Résolution des équations :

$$(1) M_0 = -0.5M_1 - 11.83 \dots \dots (1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \quad M_1 = -0.31 M_2 - 13.35 \dots \dots (2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \quad M_2 = -11.98$$

Après la résolution on trouve :

$$\begin{cases} M_0 = -7.01 \\ M_1 = -9.64 \\ M_2 = -11.98 \end{cases}$$

En réduisant les moments aux appuis de 1/3 on aura :

$$\begin{cases} M_0 = -4.7 \\ M_1 = -6.46 \text{ (KN.m)} \\ M_2 = -8.03 \end{cases}$$

- En travée :

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

Avec :  $\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$  et  $x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$ (KN.m)	Mt (KN.m)
0-1	3.40	8.19	-4.7	-6.46	1.64	11.82	6.28
1-2	4.05	8.19	-6.46	-8.03	1.98	16.79	9.57

Tableau III-4-1 : Moment en travée des poutrelles à l'ELU

En augmentant les moments aux travées de 1/3 on aura :

$$\begin{cases} M_{t1} = 8.35 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 12.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Efforts tranchants :

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

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

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
0-1	3.40	8.19	-4.7	-6.46	13.4	-14.44
1-2	4.05	8.19	-6.46	-8.03	16.2	-16.97

Tableau III-4-2 : Effort tranchant dans les poutrelles à l'ELU.

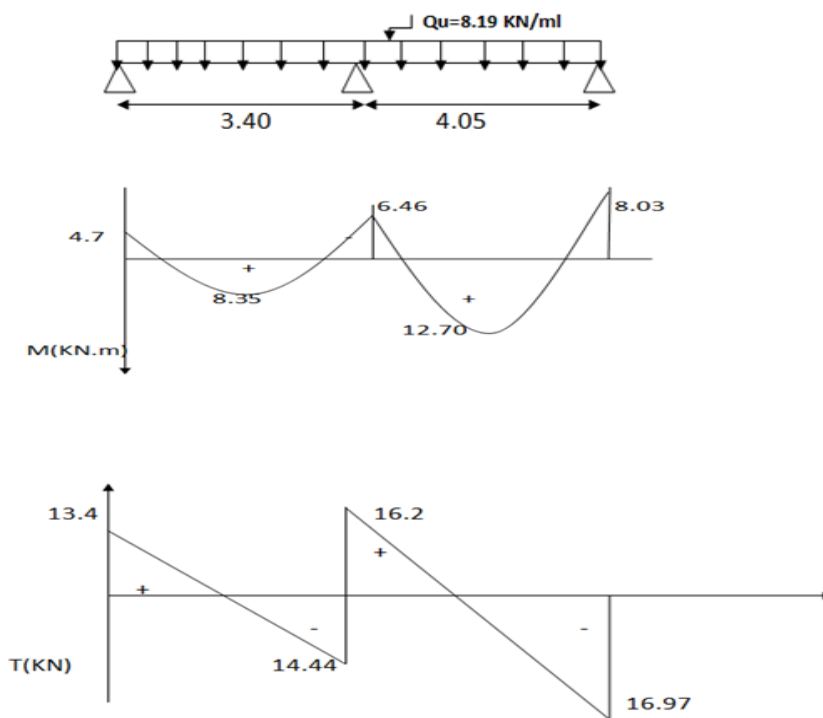


Figure III-4-1-4 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

2<sup>eme</sup> cas : On a une poutre sur 4 appuis :

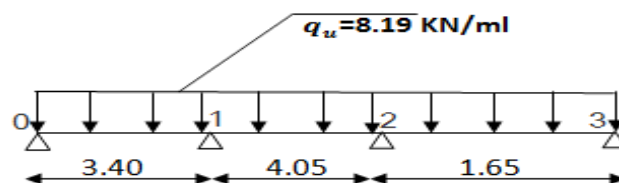


Figure III-4-1-5 : Schéma statique de la poutre.

- Calcul des moments :
- Aux appuis :

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

Pour l'appui i=0 :

$$6.8M_0 + 3.4 M_1 = -80.47.....(1)$$

Pour l'appui i=1 :

$$3.4M_0 + 14.9 M_1 + 4.05 M_2 = -216.49.....(2)$$

Pour l'appui i=2 :

$$4.05 M_1 + 11.4 M_2 + 1.65 M_3 = -145.22.....(3)$$

Pour l'appui i=3 :

$$1.65 M_2 + 3.3 M_3 = -9.20.....(4)$$

Résolution des équation :

$$(1) M_0 = -0.5M_1 - 11.83.....(1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) M_1 = -0.31M_2 - 13.35.....(2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) M_2 = -9 - 0.16 M_3 .....(3')(3') \text{ dans } (4) M_3 = 1.86$$

Après la résolution on trouve :

$$M_0 = -6.6$$

$$M_1 = -10.47$$

$$M_2 = -9.3$$

$$M_3 = 1.86$$

En réduisant les moments aux appuis de 1/3 on aura :

$$M_0 = -4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -7.01 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6.2 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 1.26 \text{ KN.m}$$

En travée :

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

$$\text{Avec : } \mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q x^2}{2} \text{ et } x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	X (m)	μ(x) (KN.m)	Mt (KN.m)
0-1	3.40	8.19	-4.42	-7.01	1.61	11.8	6.17
1-2	4.05	8.19	-7.01	-6.2	2.05	16.8	10.27
2-3	1.65	8.19	-6.2	1.26	1.38	1.52	1.58

Tableau III-4-3 : Moment en travée des poutrelles à l'ELU

En augmentant les moments aux travées de 1/3 on aura :

$$M_{t1} = 8.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 13.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 2.1 \text{ KN.m}$$

- Efforts tranchants :

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

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

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
1-2	3.40	8.19	-4.42	-7.01	13.16	-14.68
2-3	4.05	8.19	-7.01	-6.2	16.78	-16.38
3-4	1.65	8.19	-6.2	1.26	11.28	-2.24

Tableau III-4-4 : Effort tranchant dans les poutrelles à l'ELU.

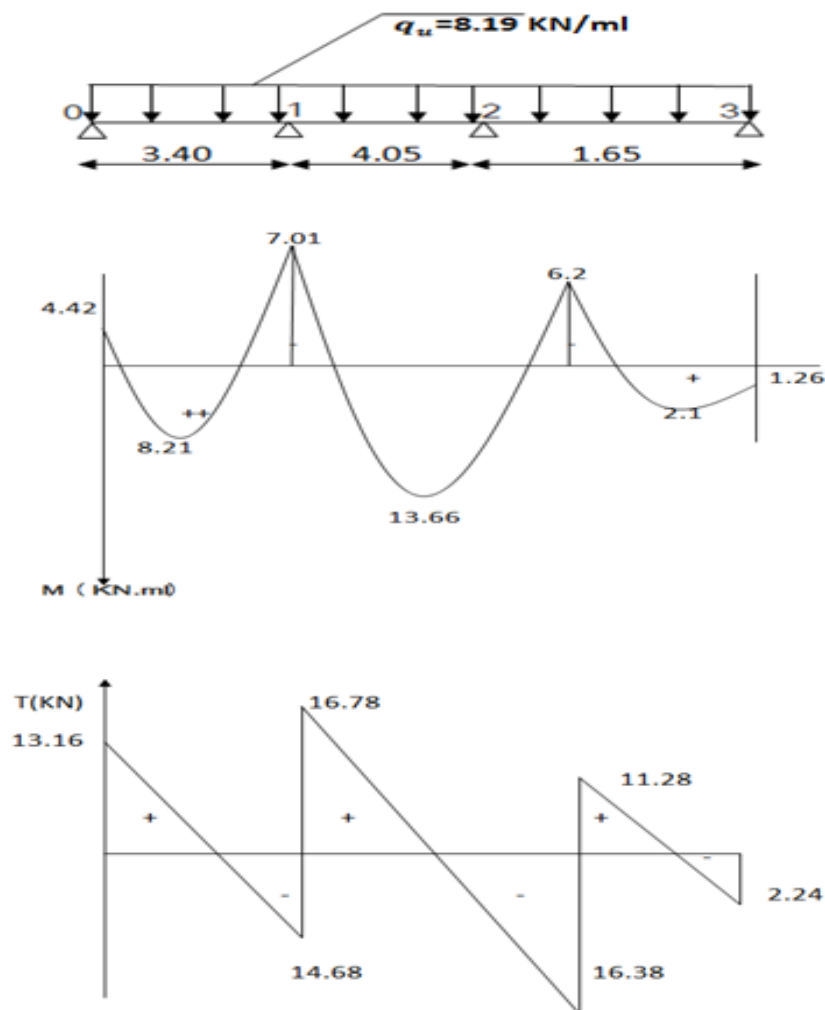


Figure III-4-1-6 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

3<sup>eme</sup> cas : On a une poutre sur 5 appuis :

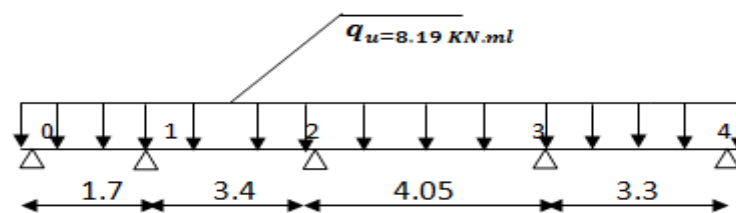


Figure III-4-1-7 : Schéma statique de la poutre

- Calcul des moments :
- Aux appuis :

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

Pour l'appui i=0 :

$$3.4M_0 + 1.7 M_1 = -10.06 \dots \dots \dots (1)$$

Pour l'appui i=1 :

$$1.7M_0 + 10.2 M_1 + 3.4M_2 = -90.53 \dots \dots \dots (2)$$

Pour l'appui i=2 :

$$3.4 M_1 + 14.9 M_2 + 4.05 M_3 = -216.49 \dots \dots \dots (3)$$

Pour l'appui i=3 :

$$4.05 M_2 + 14.7 M_3 + 3.3 M_4 = -209.6 \dots \dots \dots (4)$$

Pour l'appui i=4 :

$$3.3 M_3 + 6.6 M_4 = -73.58 \dots \dots \dots (5)$$

Résolution des équations :

$$(1) M_0 = -0.5M_1 - 2.96 \dots \dots \dots (1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \quad M_1 = -0.36 M_2 - 9.14 \dots \dots \dots (2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \quad M_2 = -13.55 - 0.3 M_3 \dots \dots \dots (3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \quad M_3 = -0.24 M_4 - 11.48 \dots \dots \dots (4')$$

$$(4') \text{ dans } (5) \quad M_4 = -6.16$$

Après la résolution on trouve

$$\begin{aligned} M_0 &= -0.29 \\ M_1 &= -5.34 \\ M_2 &= -10.55 \\ M_3 &= -10 \\ M_4 &= -6.16 \end{aligned}$$

En réduisant les moments aux appuis de 1/3 on aura :

$$\begin{aligned} M_0 &= -0.19 \text{ KN.m} \\ M_1 &= -3.78 \text{ KN.m} \\ M_2 &= -7.07 \text{ KN.m} \\ M_3 &= -6.7 \text{ KN.m} \\ M_4 &= -4.13 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- En travée :

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

Avec :  $\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$  et  $x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$ (KN.m)	Mt (KN.m)
1-2	1.7	8.19	-0.19	-3.78	0.59	2.67	1.24
2-3	3.4	8.19	-3.78	-7.07	1.58	11.77	6.46
3-4	4.05	8.19	-7.07	-6.7	2.04	16.79	9.91
4-5	3.3	8.19	-6.7	-4.13	1.75	11.1	5.76

Tableau III-4-5 : Moment en travée des poutrelles à l'ELU

En augmentant les moments aux travées de 1/3 on aura :

$M_{t1} = 1.65 \text{ KN.m}$

$M_{t2} = 8.59 \text{ KN.m}$

$M_{t3} = 13.18 \text{ KN.m}$

$M_{t4} = 7.66 \text{ KN.m}$

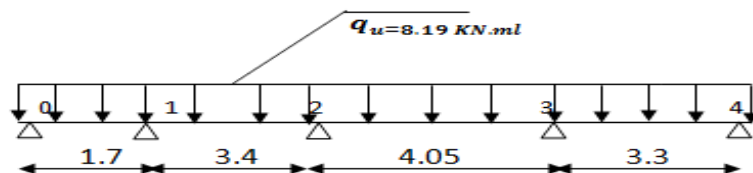
- Efforts tranchants :

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

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

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
1-2	1.7	8.19	-0.19	-3.78	4.85	-9.07
2-3	3.4	8.19	-3.78	-7.07	12.95	-14.89
3-4	4.05	8.19	-7.07	-6.7	16.67	-16.49
4-5	3.3	8.19	-6.7	-4.13	14.29	-12.73

Tableau III-4-1-13 : Effort tranchant dans les poutrelles à l'ELU.



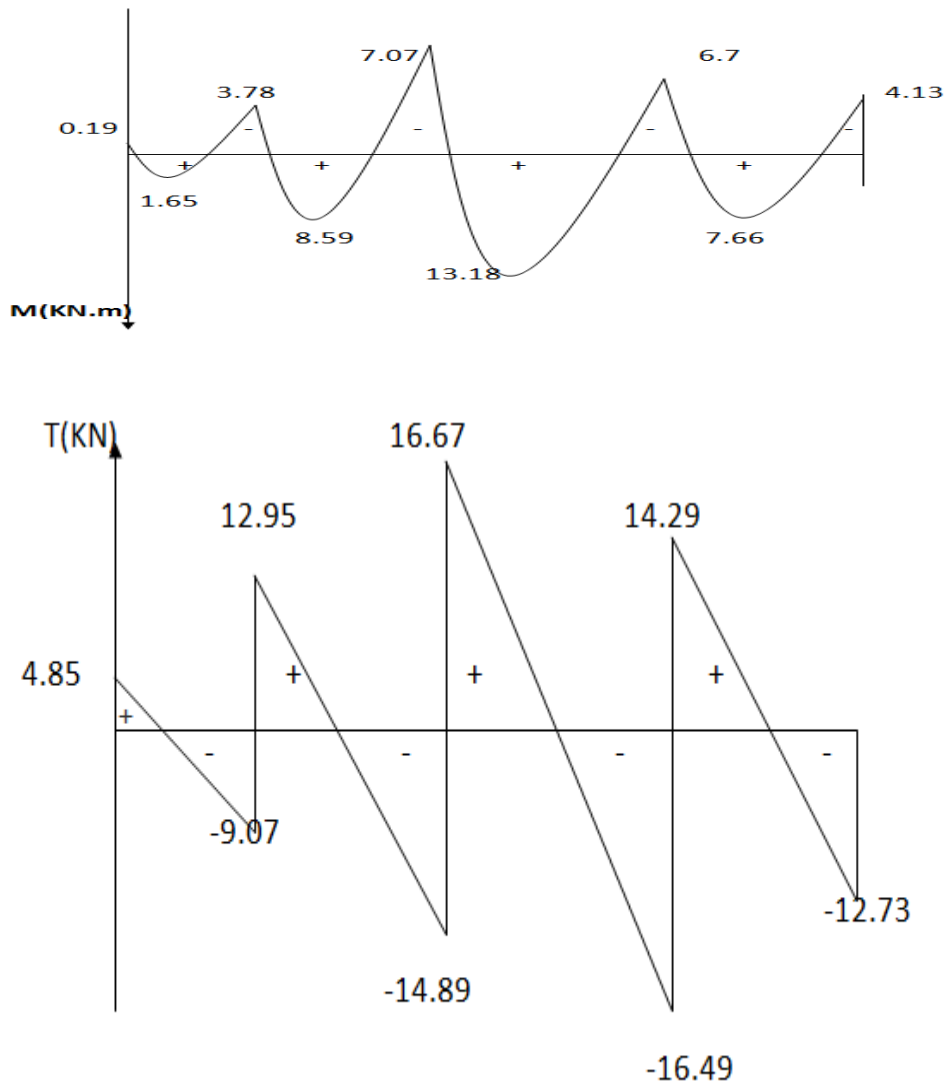


Figure III-4-1-8 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

4<sup>eme</sup> cas : On a une poutre sur 10 appuis :

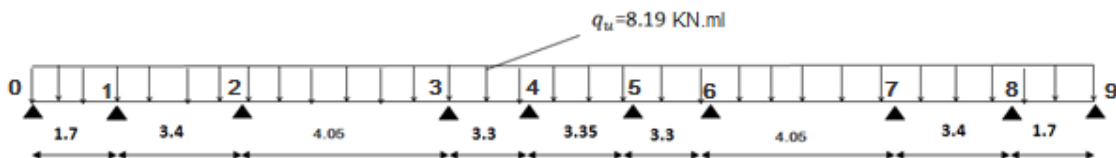


Figure III-4-1-9 : Schéma statique de la poutre.

- Calcul des moments
  - Aux appuis :

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

**Pour l'appui i=0 :**

$$3.4M_0 + 1.7 M_1 = -10.06.....(1)$$

**Pour l'appui i=1 :**

$$1.7M_0 + 10.2 M_1 + 3.4 M_2 = -90.53.....(2)$$

**Pour l'appui i=2 :**

$$3.4 M_1 + 14.9 M_2 + 4.05 M_3 = -216.49.....(3)$$

**Pour l'appui i=3 :**

$$4.05 M_2 + 14.7 M_3 + 3.3 M_4 = -209.6.....(4)$$

**Pour l'appui i=4:**

$$3.3 M_3 + 13.3 M_4 + 3.35 M_5 = -150.56 .....(5)$$

**Pour l'appui i=5:**

$$3.35 M_4 + 13.3 M_5 + 3.3 M_6 = -150.56 .....(6)$$

**Pour l'appui i=6:**

$$3.3 M_5 + 14.7 M_6 + 4.05 M_7 = -209.6 .....(7)$$

**Pour l'appui i=7:**

$$4.05 M_6 + 14.9M_7 + 3.4 M_8 = -216.49 .....(8)$$

**Pour l'appui i=8:**

$$3.4 M_7 + 10.2 M_8 + 1.7M_9 = -90.53 .....(9)$$

**Pour l'appui i=9:**

$$1.7 M_8 + 3.4 M_9 = -10.06 .....(10)$$

**Résolution des équation :**

$$(1) M_0 = -0.5M_1 - 2.96.....(1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \quad M_1 = -0.36 M_2 - 9.14.....(2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \quad M_2 = 0.3 M_3 - 13.55 .....(3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \quad M_3 = -0.24 M_4 - 11.48.....(4')$$

$$(4') \text{ dans } (5) \quad M_4 = -0.27 M_5 - 9 .....(5')$$

$$(5') \text{ dans } (6) \quad M_5 = -0.27 M_6 - 9.71 .....(6')$$

$$(6') \text{ dans } (7) \quad M_6 = -0.29 M_7 - 12.87 .....(7')$$

$$(7') \text{ dans } (8) \quad M_7 = -0.25 M_8 - 11.97 .....(8')$$

$$(8') \text{ dans } (9) \quad M_8 = -0.18 M_9 - 5.27 .....(9')$$

$$(9') \text{ dans } (10) M_9 = -0.32$$

**Après la résolution on trouve :**

$$M_0 = -0.3$$

$$M_1 = -5.32$$

$$M_2 = -10.62$$

$$M_3 = -9.78$$

$$M_4 = -7.08$$

$$M_5 = -7.08$$

$$M_6 = -9.78$$

$$M_7 = -10.62$$

$$M_8 = -5.32$$

$$M_9 = -0.3$$

En réduisant les moments aux appuis de 1/3 on aura :

$$M_0 = -0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3.56 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7.12 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6.55 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4.74 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4.74 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -6.55 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -7.12 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -3.56 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -0.2 \text{ KN.m}$$

- En travée :

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

Avec :  $\mu(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2}$  et  $x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$ (KN.m)	Mt (KN.m)
0-1	1.7	8.19	-0.2	-3.56	0.61	2.7	1.3
1-2	3.4	8.19	-3.56	-7.12	1.57	11.77	6.56
2-3	4.05	8.19	-7.12	-6.55	2.04	16.79	9.96
3-4	3.3	8.19	-6.55	-4.74	1.72	11.13	5.52
4-5	3.35	8.19	-4.74	-4.74	1.68	11.49	6.75
5-6	3.3	8.19	-4.74	-6.55	1.58	11.13	5.52
6-7	4.05	8.19	-6.55	-7.12	2	16.79	9.96
7-8	3.4	8.19	-7.12	-3.56	1.83	11.77	6.56
8-9	1.7	8.19	-3.56	-0.2	1.1	2.7	1.3

Tableau III-4-7 : Moment en travée des poutrelles à l'ELU

En augmentant les moments aux travées de 1/3 on aura :

$$M_{t1} = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 8.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 13.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 8.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6} = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{t7} = 13.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t8} = 8.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{t9} = 1.73 \text{ KN.m}$$

- Efforts tranchants :

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

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
1-2	1.7	8.19	-0.2	-3.56	4.98	-8.94
2-3	3.4	8.19	-3.56	-7.12	12.86	-15
3-4	4.05	8.19	-7.12	-6.55	16.72	-16.44
4-5	3.3	8.19	-6.55	-4.74	14.06	-12.96
5-6	3.35	8.19	-4.74	-4.74	13.72	-13.72
6-7	3.3	8.19	-4.74	-6.55	12.96	-14.06
7-8	4.05	8.19	-6.55	-7.12	16.44	-16.72
8-9	3.4	8.19	-7.12	-3.56	15	-12.86
9-10	1.7	8.19	-3.56	-0.2	8.94	-4.98

Tableau III-4-8: Effort tranchant dans les poutrelles à l'ELU.

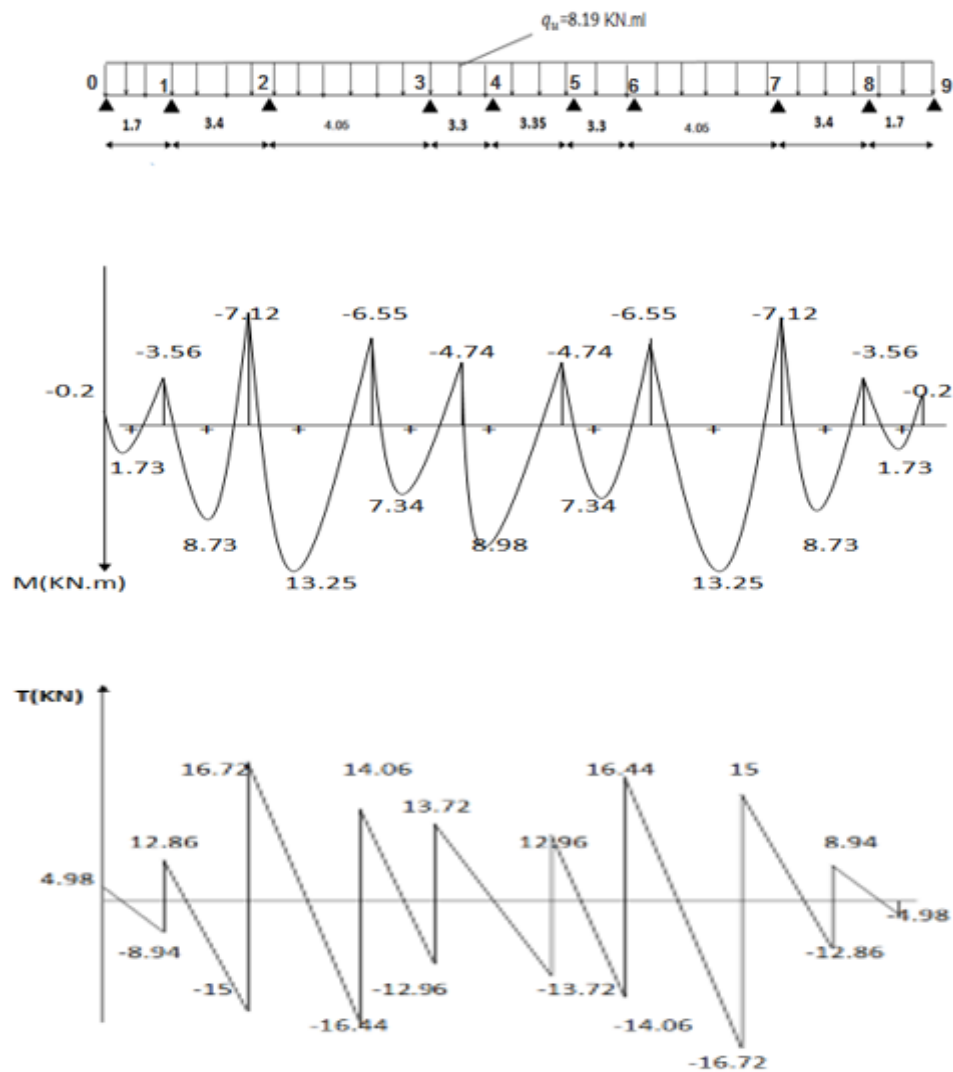


Figure III-4-1-10 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

## 2- Ferrailage à l'ELU :

### a-Calcul des armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en Té avec les caractéristiques géométriques suivantes :  $b = 65 \text{ cm}$   $b_0 = 12 \text{ cm}$   $h = 20 \text{ cm}$   $h_0 = 4 \text{ cm}$   $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$

- En travée :

Soit  $M_0$  le moment équilibré par la table de compression donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 13.66 \text{ KN.m} < M_0 = 52.072 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, donc la section en Té se calcule comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h" ( $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ ).

$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13.66}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.046 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.046 \quad \beta = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d f_{bu}} = \frac{13.66 \times 10}{0.976 \times 0.18 \times 348} = 2.2 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

On adopte :  $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

La table est entièrement tendue, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$  :

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8.03}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.027 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée. (SSA)}$$

$$\mu = 0.026 \quad \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d f_{bu}} = \frac{8.03 \times 10}{0.987 \times 0.18 \times 348} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On prend :  $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

### b- Calcul des armatures transversales :(Art 7.2.2/BAEL91) :

D'après l'article (A.7.2.12. BAEL91 modifiée 99), le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}, \phi_1^{\max}, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10} \right) = 0.57 \text{ cm}$$

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

Avec :

$\emptyset_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_1^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : Hauteur du plancher.

$b_0$  : Largeur de lame.

Soit :  $A_{st} = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

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

**-Espacement des armatures (cadres) : (Art. A.5.1.22. BAEL91 modifiée 99) :**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min \{0.9 \times 18; 40\text{cm}\} = 16.2\text{cm}$$

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

**Conclusion :**

Les armatures longitudinales

- En travée : **3HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.**

- Aux appuis : **2HA 10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>.**

**4-Vérifications à L'ELU :**

**a-Vérification à la condition de non fragilité : (Art A 4.2 .1/BAEL 99) :**

• **Aux appuis :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{appui} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{travée} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

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

**b-Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A. 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \tau$$

Avec :  $T_{max} = 16.78 \text{ KN}$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau u} = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPA} \right)$

$$\bar{\tau u} = \min ( 2.5 ; 4 \text{ Mpa} ) \Rightarrow \bar{\tau u} = 2.5 \text{ MPA}$$

**c- Calcul de contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{16.78}{0.12 \times 0.18} = 0.776 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau u}$ .....condition vérifiée. Donc il y'a pas de risque de cisaillement.

**d-Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28} \times a \times b_0}{\gamma_b} \text{ Avec : } a = 0.9 \times d$$

- **Appui de rive :**

$$T_{\max} = 13.16 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{25 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times 10^3}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$T_{\max} = 16.78 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**e-Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{T_{\max}}{\sigma_s} = \frac{16.78 \times 10^3}{348} = 48.22 \text{ mm}^2$$

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions d'influence de l'effort tranchant sont vérifiées, donc les armatures utilisées sont suffisantes.

Donc il n'y a pas lieu de prévoir une section d'armature supplémentaire.

**f- Vérification de l'adhérence des barres au niveau des appuis :**

$$\tau_{se}^u = \Psi_s \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ou :  $\Psi_s = 1.5$  pour les barres de haute adhérence (HA)

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u} = \frac{16.78 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 10 \times 3.39 \times 3} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} < \tau_{se}^u = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on n'a pas le risque d'entraînement des barres longitudinales.

**g-Calcul de longueur du scellement droit :**  $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 40 \text{ cm}$

- **Forfaitairement :**

$$L_s = 40\emptyset = 40 \times 1 = 40\text{cm}$$

Nous prendrons :  $L_s = 40 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL 91** admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « $L_c$ » est au moins égale à « $0.4 \times L_s$ » pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Nous adopterons des crochets à 40 cm avec une longueur  $L_c = 16 \text{ cm}$

**5-Calcul à L’ELS:**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le **(BAEL91 modifiée99.Art.**

**A.6.5.1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l’ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$

nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l’ELS.

Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :  $\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.81}{8.19} = 0.71$

**1<sup>er</sup> cas :**

- ✓ **Moments fléchissant :**

$$\text{-Aux appuis : } \begin{cases} M_0 = -4.7 \times 0.71 = -3.34 \text{ KN.m} \\ M_1 = -6.46 \times 0.71 = -4.6 \text{ KN.m} \\ M_2 = -8.03 \times 0.71 = -5.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-En travée :**

$$\begin{cases} M_{t1} = 8.35 \times 0.71 = 5.93 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 12.71 \times 0.71 = 9.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des efforts tranchants :**

Avec  $T_s = 0.71 T_u$

Travée	L(m)	qs (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
0-1	3.40	5.81	-3.34	-4.6	9.51	-10.25
1-2	4.05	5.81	-4.6	-5.7	11.5	-12.05

**Tableau III-4-9 : Moment et effort tranchant des poutrelles à l’ELS.**

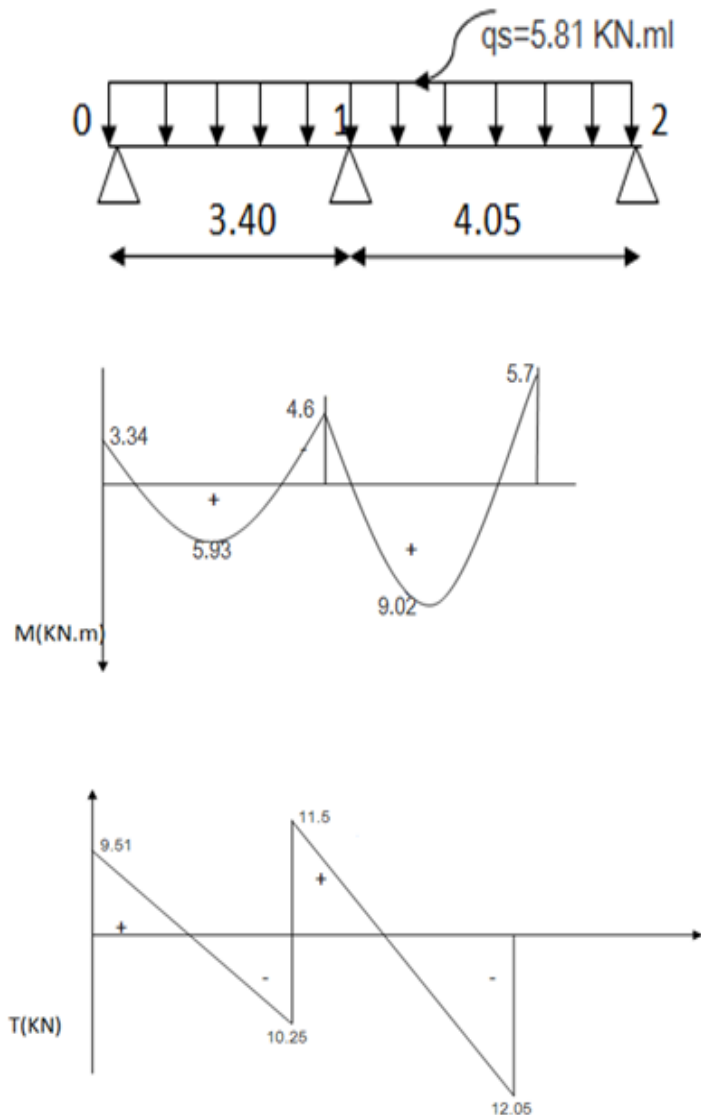


Figure III-4-1-11 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

2<sup>eme</sup> cas :

✓ Moments fléchissant :

-Aux appuis :

$$M_0 = -4.42 \times 0.71 = -3.14 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -7.01 \times 0.71 = -4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6.2 \times 0.71 = -4.4 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 1.26 \times 0.71 = 0.9 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 8.21 \times 0.71 = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 13.66 \times 0.71 = 9.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 2.1 \times 0.71 = 1.5 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des efforts tranchants : ( $T_s = 0.71 T_u$ )

Travée	L(m)	qs (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
0-1	3.40	5.81	-3.14	-4.98	9.34	-10.42
1-2	4.05	5.81	-4.98	-4.4	11.91	-11.63
2-3	1.65	5.81	-4.4	0.9	8.00	-1.60

Tableau III-4-10 : Moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELS.

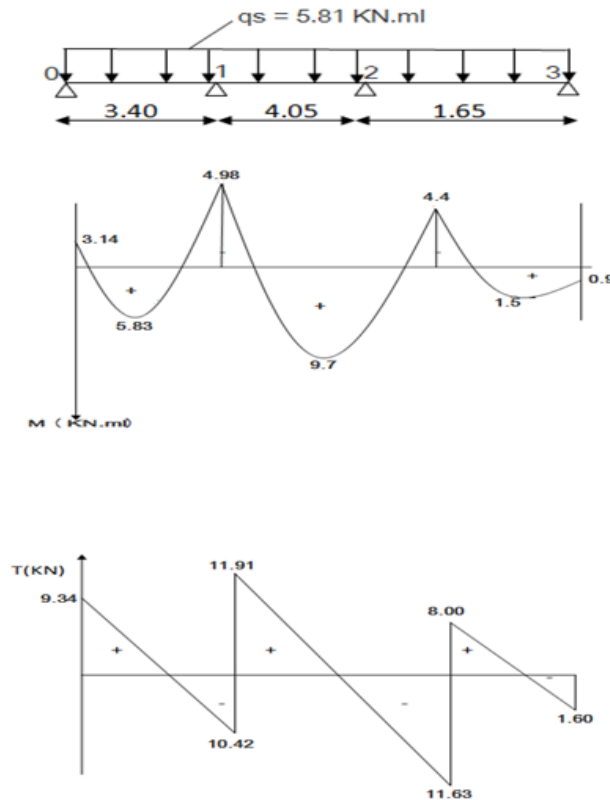


Figure III-4-1-12 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

3<sup>eme</sup> cas :

✓ Moments fléchissant :

-Aux appuis :

$$M_0 = -0.19 \times 0.71 = -0.13 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3.78 \times 0.71 = -2.68 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7.07 \times 0.71 = -5.02 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6.7 \times 0.71 = -4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4.13 \times 0.71 = -2.93 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 1.65 \times 0.71 = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 8.59 \times 0.71 = 6.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 13.18 \times 0.71 = 9.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 7.66 \times 0.71 = 5.44 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des efforts tranchants : ( $T_s = 0.71 T_u$ )

Travée	L(m)	qs (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
0-1	1.7	5.81	-0.13	-2.68	3.44	-6.44
1-2	3.4	5.81	-2.68	-5.02	9.19	-10.57
2-3	4.05	5.81	-5.02	-4.76	11.84	-11.71
3-4	3.3	5.81	-4.76	-2.93	10.15	-9.04

Tableau III-4-11 : Moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELS.

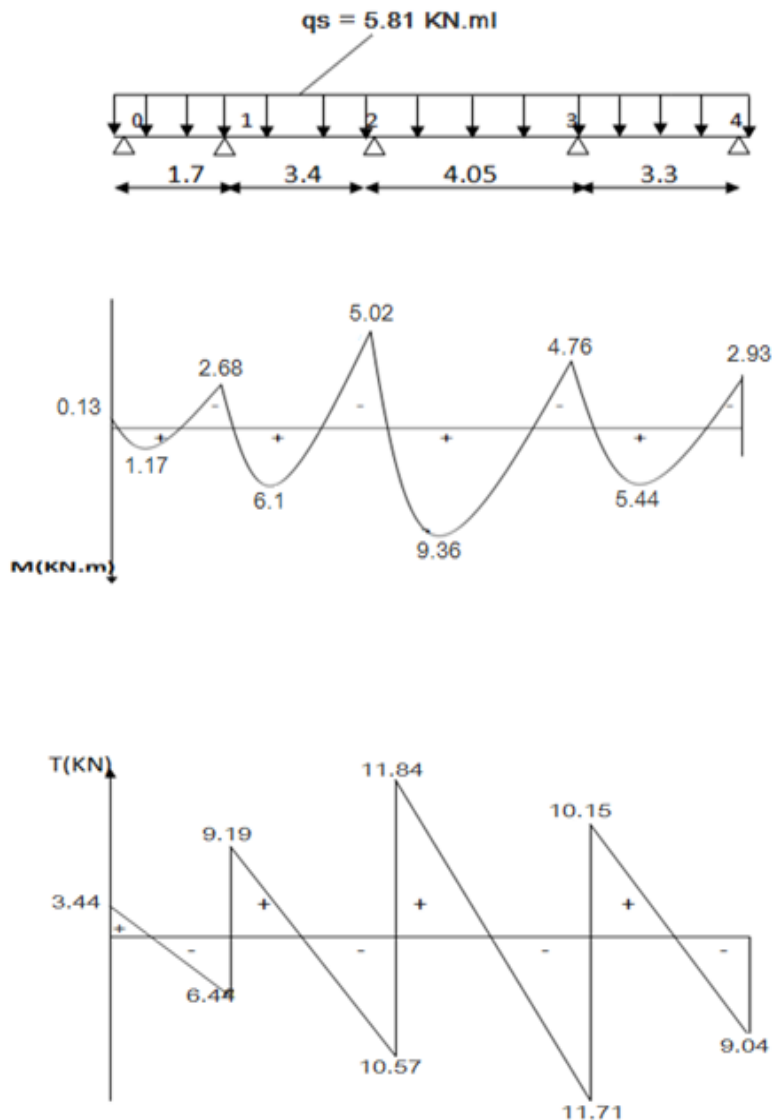


Figure III-4-1-13 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

4<sup>eme</sup> cas :

✓ Moments fléchissant :

-Aux appuis :

$$\begin{aligned}
 M_0 &= -0.2 \times 0.71 = -0.14 \text{ KN.m} \\
 M_1 &= -3.56 \times 0.71 = -2.53 \text{ KN.m} \\
 M_2 &= -7.12 \times 0.71 = -5.06 \text{ KN.m} \\
 M_3 &= -6.55 \times 0.71 = -4.65 \text{ KN.m} \\
 M_4 &= -4.74 \times 0.71 = -3.37 \text{ KN.m} \\
 M_5 &= -4.74 \times 0.71 = -3.37 \text{ KN.m} \\
 M_6 &= -6.55 \times 0.71 = -4.65 \text{ KN.m} \\
 M_7 &= -7.12 \times 0.71 = -5.06 \text{ KN.m} \\
 M_8 &= -3.56 \times 0.71 = -2.53 \text{ KN.m} \\
 M_9 &= -0.2 \times 0.71 = -0.14 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

-En travée :

$$\begin{aligned}
 M_{t1} &= 1.73 \times 0.71 = 1.23 \text{ KN.m} \\
 M_{t2} &= 8.73 \times 0.71 = 6.2 \text{ KN.m} \\
 M_{t3} &= 13.25 \times 0.71 = 9.41 \text{ KN.m} \\
 M_{t4} &= 7.34 \times 0.71 = 5.21 \text{ KN.m} \\
 M_{t5} &= 8.98 \times 0.71 = 6.38 \text{ KN.m} \\
 M_{t6} &= 7.34 \times 0.71 = 5.21 \text{ KN.m} \\
 M_{t7} &= 13.25 \times 0.71 = 9.41 \text{ KN.m} \\
 M_{t8} &= 8.73 \times 0.71 = 6.2 \text{ KN.m} \\
 M_{t9} &= 1.73 \times 0.71 = 1.23 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

✓ Calcul des efforts tranchants :  $(T_s = 0.71 T_u)$

Travée	L(m)	qs (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
0-1	1.7	5.81	-0.14	-2.53	3.54	-6.36
1-2	3.4	5.81	-2.53	-5.06	9.13	-10.65
2-3	4.05	5.81	-5.06	-4.65	11.87	-11.67
3-4	3.3	5.81	-4.65	-3.37	10	-9.2
4-5	3.35	5.81	-3.37	-3.37	9.74	-9.74
5-6	3.3	5.81	-3.37	-4.65	9.2	-10
6-7	4.05	5.81	-4.65	-5.06	11.67	-11.87
7-8	3.4	5.81	-5.06	-2.53	10.65	-9.13
8-9	1.7	5.81	-2.53	-0.14	6.36	-3.54

Tableau III-4-12 : Moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELS.

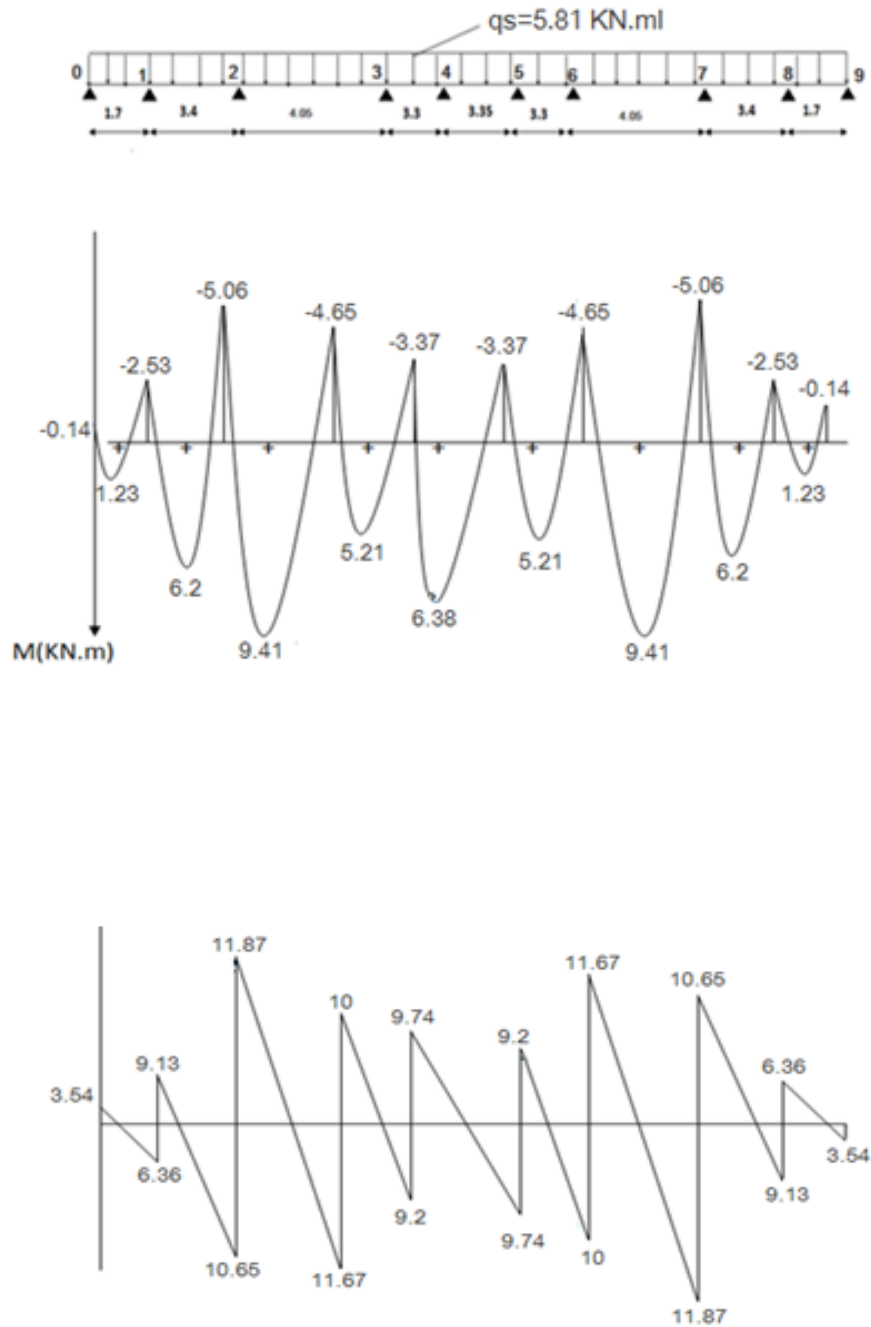


Figure III-4-1-14 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

**6-Vérification a l'ELS :**

**a-État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**b-Vérification de la résistance à la compression du béton :**

**-En travée :**

La section d'armatures adoptées à l'ELU est :  $A_t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} \text{ Tel que : } \rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{339}{12 \times 18} = 1.56$$

$$\rho_1 = 1.56 \Rightarrow \beta_1 = 0.837 \Rightarrow k_1 = 0.046 \sigma_{st} = \frac{13.66 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 267.46 \text{ MPa}$$

Avec :  $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 267.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  Tel que :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 12.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**-Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : **Aa=2HA10= 1.57cm<sup>2</sup>**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} \text{ Tel que : } \rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{157}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \beta_1 = 0.876 \Rightarrow k_1 = 0.03 \sigma_{st} = \frac{8.03 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 324.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 324.37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Tel que :  $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 9.73 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 9.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**c-États limites de déformation :(Art B.6.5 BAEL 91/modifiée 99) :**

• **Vérification de la flèche :(Art.A.6.5.2 BAEL91/ modifiée99) :**

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 :

- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- ✓  $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{avec } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0.81 = 8.1 \text{ mm}$$

M<sub>t</sub>: Moment de service maximum dans la travée.

f : La flèche admissible

E<sub>v</sub> : Module de déformation différée (E<sub>v</sub>=3700<sup>3</sup>√25 = 10818.87=10819MPa).

I<sub>fv</sub> : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I<sub>0</sub> : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

• **Air de la section homogène :**

$$B_0 = B + n A = b_0 X h + (b - b_0)h_0 + 15 A_{st}$$

$$B_0 = 12 X 20 + (65 - 12)4 + 15 X 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de « y1 » et « y2 » :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0)X \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} X d$$

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0)X \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} X d$$

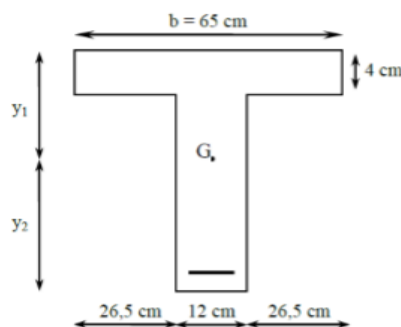
$$S_{/xx} = \frac{12 X 20^2}{2} + (65 - 12)X \frac{4^2}{2} + 15 X 3.39 X 18$$

$$S_{/xx} = 2400 + 424 + 915.3$$

$$S_{/xx} = 3739.3 \text{ cm}^4$$

$$Y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$Y_1 = h - Y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$



- Calcul de  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) X h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (Y_2 - 2)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) X 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 X 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 9572.86 + 6556.51 + 5670.47 = 21799.84 \text{ cm}^2$$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156 \lambda v = \frac{0.02 \text{ ft} 28}{\left( 2 + \frac{3b_0}{65} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0156} = \frac{0.042}{0.039} = 1.054$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \text{ ft} 28}{4 \rho \sigma_{st} + \text{ft} 28} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 267.46 + 2.1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \{ 0.8 ; 0 \} = 0.8 \text{ If } v = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda v} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 0.8 \times 1.054} = 13009.89 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9.41 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10819 \times 13009.89 \times 10^4} = 9.65 \text{ mm} > 8.1 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

- Remarque :

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit :  $A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

On vérifie la flèche avec la nouvelle section :

- Air de la section homogène :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 X A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 X 4.62 = 521.3 \text{ cm}^2$$

- Calcul de « y1 » et « y2 » :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/xx = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} \times d$$

$$S/xx = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18$$

$$S/xx = 2400 + 424 + 1247.4$$

$$S/xx = 4071.4 \text{ cm}^4$$

$$Y_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7.44 = 12.19 \text{ cm}$$

- Calcul de  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) X h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (Y_2 - 2)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.81^3 + 12.19^3) + (65 - 12) X 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.81 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 X 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 9151.06 + 7438.96 + 7195.84 = 23785.86 \text{ cm}^2$$

• Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.021$$

$$\lambda v = \frac{0.02 \text{ ft}28}{\left(2 + \frac{3b_0}{65}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.021} = \frac{0.042}{0.054} = 0.78$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4 \rho \sigma_{st} + \text{ft}28} ; 0 \right\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} \quad \text{tel que : } \rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{462}{12 \times 18} = 0.29 \quad \rho_1 = 0.29 \quad \beta_1 = 0.915$$

$$k_1 = 0.018 \quad \sigma_{st} = \frac{13.66 \times 10^3}{0.915 \times 18 \times 4.62} = 179.52 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.021 \times 179.52 + 2.1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \{ 0.79 ; 0 \} = 0.79$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda v} = \frac{1.1 \times 23785.86}{1 + 0.79 \times 0.78} = 16188.87 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9.41 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10819 \times 16188.87 \times 10^4} = 7.76 \text{ mm} < 8.1 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA14= 4.62 cm<sup>2</sup>**

Armatures en appuis : **2HA10=1.57 cm<sup>2</sup>**

Armatures transversales : **2HA8=1.00cm<sup>2</sup>** avec un espacement de : **St =20cm**

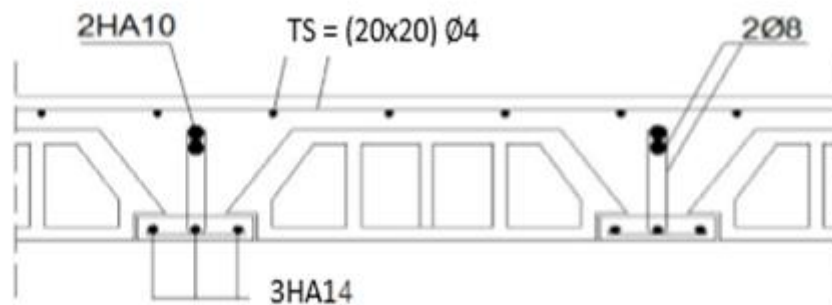


Figure III-4-1-15 : Schéma de ferrailage du plancher RDC

III-4-2 : Les Balcons :

Notre ouvrage comporte deux balcons appuyant sur deux côtés. Ces derniers sont assimilés à des consoles encastrés au niveau des poutres de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

L=1.60 m avec e= 0.15 m

1- Détermination des charges et surcharges :

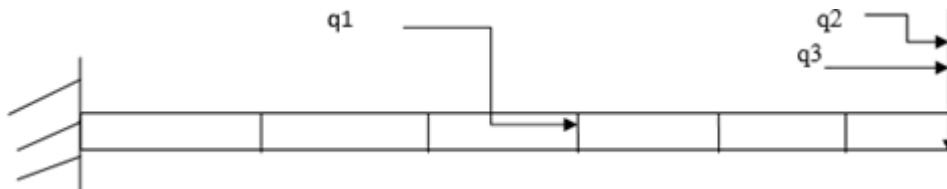


Figure III-4-2-1 : Schéma statique de balcon

N°	Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Charges G (kN/m²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton arme	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale				5.31

Tableau III-4-2-1 : Évaluation des charges permanentes du balcon

Charge concentrée :

Poids propre du garde-corps.....G=1.3 KN.

Charge due à la main courante .....Q=1KN

Surcharge d'exploitation.....Q=3.5 KN/ml

Combinaisons de charges :

ELU :

Dalle :  $q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 3.5) = 12.42 \text{ KN/ml}$

Garde-corps :  $q_{u2} = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1.3 = 1.755 \text{ KN}$

Due à la main courante :  $q_{u3} = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

ELS :

Dalle :  $q_{s1} = G_1 + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$

Garde-corps :  $q_{s2} = G_2 = 1.3 \text{ KN}$

Due à la main courante :  $q_{s3} = 1 \text{ KN}$

## 2- Calcul des moments :

ELU :

L=1.60 m

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2}l + q_{u3}h$$

$$M_u = \frac{12.42 \times 1.6^2}{2} + 1.755 \times 1.6 + 1.5 \times 1$$

$$M_u = 20.21 \text{ KN.m}$$

ELS :

L=1.60 m

$$M_s = \frac{q_{s1}l^2}{2} + q_{s2}l + q_{s3}h$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1.6^2}{2} + 1.3 \times 1.6 + 1 \times 1$$

$$M_s = 14.36 \text{ KN.m}$$

## 3- Diagramme des moments :

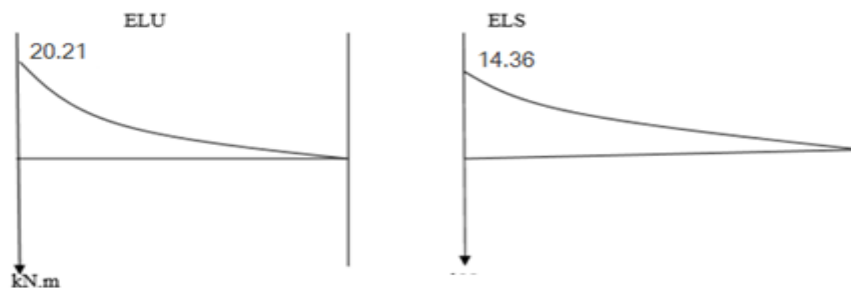


Figure III-4-2-2 : Diagramme des moments à l'ELU et l'ELS de balcon

4- Calcul du Ferrailage : Le ferrailage se fera en flexion simple pour un mètre linéaire. L'enrobage sera pris 3cm car l'élément est exposé aux intempéries.

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 15 \text{ cm}$
- $c = 3 \text{ cm}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $d = 12 \text{ cm}$
- $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$
- Fe 400 :  $\mu_1 = 0.392$        $\alpha_1 = 0.668$        $\beta_1 = 0.733$
- $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$
- $\psi$  : coefficient de scellement : 1.5 (HA)

**-Calcul des armatures :**

- **Armatures principales :**

$$M_u = 20.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{20.21 \times 10^2}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.098 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_u = 0.098 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.21 \times 10^2}{0.948 \times 12 \times 348 \times 10^{-1}} = 5.1 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA14/ml = 6.15 cm<sup>2</sup>/ml** ⇒ espacement **25 cm**.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA9 /ml = 2.54 cm<sup>2</sup>/ml** ⇒ espacement **25 cm**.

**5- Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité [Article A.4.2, 1 / BAEL] :**

$$A_{min} = \min \left\{ \frac{b h}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \min \left\{ \frac{100 \times 15}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$ ..... **Condition vérifiée.**

- **L'adhérence et d'entraînement des barres :**

-Contrainte d'adhérence [Article A.6.1, 3/ BAEL] :

La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se,u} = \Psi_s \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

-La contrainte d'adhérence d'entraînement :

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

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres des barres :  $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.40 = 17.58 \text{ cm}$ .

D : hauteur utile est égale à 12 cm

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} L + q_{u2} + q_{u3} = 12.42 \times 1.6 + 1.755 + 1.5 = 23.13 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.13 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 175.8} = 1.22 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conditions d'équilibre [Article A.6.1, 21 BAEL] :**

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime.

$$T_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.25 \text{ MPa} < 2.835 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \bar{\tau}_s} \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 55 \text{ cm}$$

**On opte pour un crochet :**

La longueur de scellement sans crochet est définie comme suit [Article A.6.1, 253 BAEL] :

$$0.4 L_s (\text{Fe 400}) = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 22 \text{ cm}$$

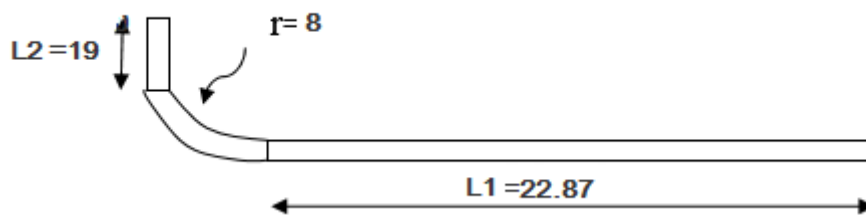
$$L_s = L_1 + r\theta + L_2$$

$$r > r_{\min} = 5.5 \phi = 5.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow r = 8 \text{ cm} \quad \theta = 90^\circ \quad \beta = 1.87 ; \alpha = 0.92$$

$$L_2 = b_{\text{poutre}} - c - r = 30 - 3 - 8 = 19 \text{ cm}$$

$$L_1 = (L_s - L_2 - \beta r) \frac{1}{\alpha} = (55 - 19 - 1.87 \times 8) \frac{1}{0.92} = 22.87 \text{ cm.}$$



- **Vérification au cisaillement [Article A.5.1 BAEL] :**

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

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{23.13 \times 10^3}{100 \times 120} = 1.93 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 211 BAEL] :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.93 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**6- Vérification à l'ELS :**

**Les contraintes dans le béton et dans l'acier :**

9. **Etat limite d'ouverture des fissures :** La fissuration est préjudiciable, vérification des contraintes dans les aciers.

$$\Sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{(\eta f t 28)} \right\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.3 \}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 12} = 0.512 \Rightarrow \beta_1 = 0.893 \Rightarrow \alpha = 0.2658 \Rightarrow K = 0.024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} = \frac{14.36 \times 10^5}{0.893 \times 12 \times 615} = 218.14 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 218.14 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$ .....condition non vérifiée.

Il faut augmenter la section d'armature pour que la condition soit vérifiée :

Soit : **5HA14 / ml = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml** ⇒ **espacement 20 cm.**

**2. Etat limite de résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$  avec :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 12} = 0.641 \Rightarrow \beta_1 = 0.882 \Rightarrow \alpha = 0.294$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} = \frac{14.36 \times 10^5}{0.882 \times 12 \times 770} = 176.20 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.294}{15(1-0.294)} = 0.027$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.027 \times 176.20 = 4.76 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.76 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

Ainsi que :

$\sigma_{st} = 176.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**7-Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

**[Article B.6.5,1 BAEL] :**

1)  $\frac{h}{l} = \frac{15}{160} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625$ ..... Condition vérifiée.

2)  $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.7}{100 \times 12} = 0.0064 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$  ..... Condition vérifiée.

3)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_s}{M_{0s}} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0.094 < \frac{1}{10} \times \frac{14.36}{14.36} = 0.10$  ..... Condition non vérifiée

Les conditions ne sont pas tous vérifiées d'où La vérification de la flèche est nécessaire.

**8-Calcul de la flèche :**

Pour une console uniformément chargée, on doit assurer que la flèche est vérifiée :

$$f = \frac{M_s l^2}{4 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$B_0 = b \times h + h \times A = 100 \times 15 + 15 \times 7.7 = 1615.5 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = (b \times h) \times \frac{h}{2} + 15 \times A \times d = (100 \times 15) \times \frac{15}{2} + 15 \times 7.7 \times 12$$

$$S_{xx} = 12636 \text{ cm}^3$$

On a :  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12636}{1615.5} = 7.82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 15 - 7.82 = 7.18 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (Y_1^3 + Y_2^3) + 15 \times A \times (Y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.82^3 + 7.18^3) + 15 \times 7.7 \times (7.18 - 3)^2$$

$$I_0 = (33.33 \times 848.35) + 2018.06 = 30293.56 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \mu \lambda v} \quad \text{Avec :} \quad \lambda v = \frac{0.02 \text{ ft}28}{(2 + \frac{3B_0}{b})\rho}$$

$\rho$  : pourcentage d'armature

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{7.7}{100 \times 12} = 0.0064$$

$$\lambda v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 1615.5}{100}) \times 0.0064} = \frac{0.042}{0.32} = 0.13$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4 \rho \sigma_{st} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0064 \times 176.20 + 2.1} = 0.45$$

$$I_{fv} = \frac{30293.56}{1 + 0.45 \times 0.13} = 28619.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{14.36 \times 1.6^2}{4 \times 10818.86 \times 10^3 \times 28619.33 \times 10^{-8}} = \frac{36.76}{12385.14} = 2.97 \times 10^{-3} = 0.00297 \text{ cm} \quad \bar{f} = \frac{160}{500} = 0.32 \text{ cm}$$

$f = 0.00297 \text{ cm} < \bar{f} = 0.32 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

**9-Vérification au séisme : [art6.2.3/RPA99 modifié 2003] :**

$$F_p = 4A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau 4-1, dans notre cas :

**A= 0.15 (Zone lia, groupe d'usage2).**

$C_p$  : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1), Il est pris égal à 0.3 (élément en console).

$$W_p : \text{Poids de l'élément} = 5.31 \text{ KN /ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 5.31 = 0.955 < Q = 1 \text{ KN/m}.....\text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** On opte le ferrailage suivant :

-Armatures principales : 5HA14/ml = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml avec : espacement 20 cm.

-Armatures de répartitions : 5HA9/ml = 3.18 cm<sup>2</sup>/ml avec : espacement 20 cm.

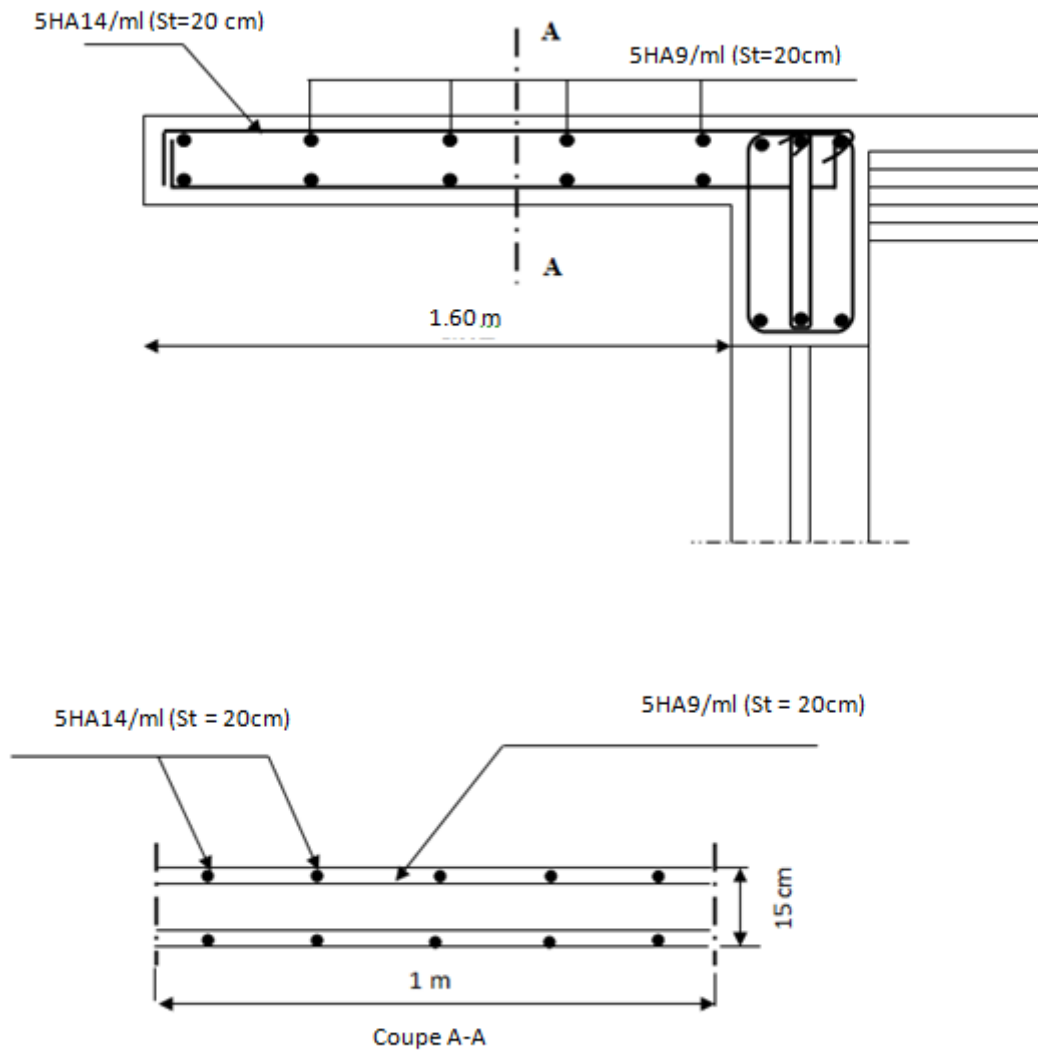


Figure III-4-2-3 : Schéma de ferrailage du balcon

### III-4-3 : Calcul de la charpente :

**Introduction :** Notre bâtiment comporte une charpente en bois, qui est composée des versants inclinés d'un angle « $\alpha_1 = 19.53$  ;  $\alpha_2 = 17.26$ » par rapport à l'horizontale, et supportant des couvertures en tuiles mécaniques. Elle repose de part et d'autre sur les murs pignons.

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, et liteaux), et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

**1-Détermination des charges et surcharges :**

**-Charges permanentes (G) :**

- Poids des tuiles et des liteaux =  $0.45 \text{ kN/m}^2$

- Poids des pannes et des chevrons =  $0.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$      **G =  $0.55 \text{ kN/m}^2$**

**- Charges d'exploitations(Q) :**

- Poids de la neige **Q =  $1 \text{ kN/m}^2$**

**2-Combinaison des charges :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.55 + 1.5 \times 1 = 2.243 \text{ kN/m}^2$

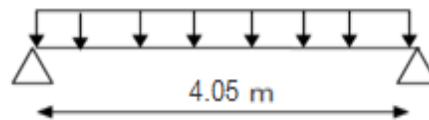
**ELS :**  $q_s = G + Q = 0.55 + 1 = 1.55 \text{ kN/m}^2$

**3-Détermination des efforts revenant à chaque élément :Efforts revenant aux pannes :**

Espacement des pannes :  $1.20\text{m} \leq e_p \leq 1.80\text{m}$

On prend :  $e_p = 1.50 \text{ m}$

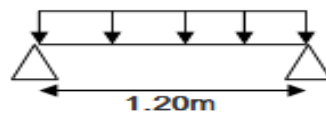
Portée des pannes :  $L = 4.05 \text{ m}$   $q_p = q_u \times e_p = 2.243 \times 1.50 = 3.365 \text{ kN/ml}$



**Efforts revenant aux chevrons :** Espacement des chevrons :  $0.20\text{m} \leq e_p \leq 0.60\text{m}$

On prend :  $e_p = 0.50\text{m}$

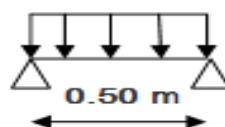
Portée des chevrons :  $L_c = 1.20 \text{ m}$   $q_c = q_u \times e_p = 2.243 \times 0.5 = 1.122 \text{ kN/ml}$



**Efforts revenant aux liteaux :**

- Espacement des liteaux :  $e_l = 0.32\text{m}$

- Portée des liteaux :  $L_l = 0.50 \text{ m}$   $q_l = q_u \times e_l = 2.243 \times 0.32 = 0.718 \text{ kN/ml}$

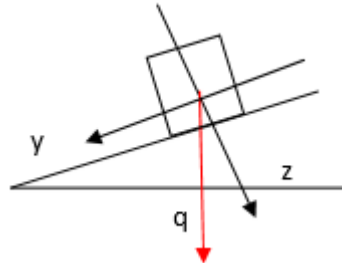


**4-Détermination des sections: A-Calcul des pannes:**

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée : ( $\alpha = 19.53^\circ$ ) Suivant l'axe (y, y) :

$$q_y = q_p \cdot \sin \alpha = 3.365 \times 0.33 = 1.12 \text{ kN/ml}$$

$$q_z = q_p \cdot \cos \alpha = 3.365 \times 0.94 = 3.17 \text{ kN/ml}$$



Le calcul des pannes se fera en flexion déviée : ( $\alpha = 17.26^\circ$ )

$$\text{Suivant l'axe (y, y) : } q_y = q_p \cdot \sin \alpha = 3.365 \times 0.29 = 1 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe (z,z) : } q_z = q_p \cdot \cos \alpha = 3.365 \times 0.94 = 3.21 \text{ kN/ml}$$

**-Vérification des contraintes :**

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » de contrainte admissible  $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ .

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times V}{I_{y/y}} + \frac{M_{fz} \times V}{I_{z/z}} \leq \bar{\sigma}_f$$

**• Moment de flexion : Suivant l'axe (y, y) :**

$$M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = 0.14 \times 4.05^2 = 2.3 \text{ KN.m}$$

**Suivant l'axe (z, z) :**

$$M_{fz} = \frac{1}{8} q_z \times L_p^2 = 6.58 \text{ KN.m}$$

**• Choix de la section des pannes :**

Soit une section de  $(15 \times 22.5) \text{ cm}^2$

**• Module de résistance :**

$$W_y = \frac{I_{y'y}}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 22.5^2}{6} = 1265.6 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{z'z}}{V} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22.5 \times 15^2}{6} = 843.75 \text{ cm}^3$$

**• Les contraintes :**

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times V}{I_{y/y}} + \frac{M_{fz} \times V}{I_{z/z}} = \frac{2.3 \times 10^4}{1265.6} + \frac{6.58 \times 10^4}{843.75} = 96.16 \text{ dan/cm}^2$$

$\sigma_f = 96.16 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$ ..... Condition vérifiée.

La section adoptée est admise.

**-Vérification de la flèche pour les pannes :**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \times e_p = 1.55 \times 1.50 = 2.325 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe (y, y) : } q_y = q_p \cdot \sin\alpha = 2.325 \times 0.33 = 0.78 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe (z, z) : } q_z = q_p \cdot \cos\alpha = 2.325 \times 0.94 = 2.22 \text{ kN/ml}$$

**• Moment de flexion:**

$$\text{Suivant l'axe (y, y) : } M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = 0.097 \times 4.05^2 = 1.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{Suivant l'axe (z, z) : } M_{fz} = \frac{1}{8} q_z \times L_p^2 = 0.28 \times 4.05^2 = 4.55 \text{ KN.m}$$

**• La flèche admissible :**

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par:

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} \quad ; \quad L_p = 405 \text{ cm} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{405}{300} = 1.35 \text{ cm}$$

**• La valeur de la flèche réelle est donnée par :**

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \quad \text{avec} \quad E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} \quad E_f : \text{ est le module de déformation de la flèche}$$

$$(E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2})$$

$$\sigma_{fy} = \frac{1.6 \times 10^4}{1265.6} = 12.64 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{fz} = \frac{4.55 \times 10^4}{843.75} = 53.93 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_{fy}^2 + \sigma_{fz}^2} = \sqrt{12.64^2 + 53.93^2} = \sqrt{3068.21} = 55.39 \text{ dan/cm}^2$$

$$\text{Alors on aura : } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 55.39 \times 405^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{22.5}{2}} = 0.64 \text{ cm} < 1.35 \text{ cm} \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

**B-Calcul des chevrons :** Le calcul se fera en flexion simple sous la charge  $q_c$ , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

La section du chevron est de  $(50 \times 70) \text{ mm}^2$ .

**-Vérification des contraintes :** On doit vérifier que  $\sigma_f = \frac{M_f \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

**• Détermination des moments fléchissant :** Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

$M_{fa} = 4/5 M_0$  Aux appuis :

En travée :  $M_{ft} = 2/3 M_0$

Avec :  $M_0 = 1/8 q_c L_c^2 = 0.125 \times 1.122 \times 1.20^2 = 0.2 \text{ KN.m}$

D'où :

$M_{fa} = 0.16 \text{ KN.m}$                        $M_{ft} = 0.13 \text{ KN.m}$

• **Module de résistance :**

$$W = \frac{1}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40.83 \text{ cm}^3$$

Ainsi on aura :

-**Aux appuis :**  $\sigma_{fa} = \frac{0.16 \times 10^4}{40.83} = 39.2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$  .....condition vérifiée.

-**En travée :**  $\sigma_{ft} = \frac{0.13 \times 10^4}{40.83} = 31.84 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$  .....condition vérifiée.

-**Vérification de la flèche pour les chevrons :** Selon les règlements (**CBA-71**) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,) est :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{120}{200} = 0.6 \text{ cm ; avec } L_c = \text{portée de chevron.}$$

• **La valeur de la flèche réelle est donnée par:**

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \quad \text{avec}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 131080.128 \text{ dan/cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$f_a = \frac{5 \times 39.2 \times 120^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7}{2}} = 0.13 \text{ cm} < 0.6 \text{ cm} \quad \text{.....condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$f_t = \frac{5 \times 31.84 \times 120^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7}{2}} = 0.10 \text{ cm} < 0.6 \text{ cm} \quad \text{.....condition vérifiée}$$

**C-Calcul des liteaux :**

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :

Suivant l'axe (y, y) :  $q_y = q_l \cdot \sin \alpha = 0.718 \times 0.33 = 0.24 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (z, z) :  $q_z = q_l \cdot \cos \alpha = 0.718 \times 0.94 = 0.69 \text{ KN/ml}$

• **Moment de flexion:**

Suivant l'axe (y, y) :  $M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_l^2 = 0.125 \times 0.24 \times 0.5^2 = 0.0075 \text{ KN.m}$

Suivant l'axe (z, z) :  $M_{fz} = \frac{1}{8} q_z \times L_l^2 = 0.125 \times 0.69 \times 0.5^2 = 0.022 \text{ KN.m}$

• **Choix de la section des liteaux :**

Soit une section de (30x30) mm<sup>2</sup>

• **Module de résistance :**

$$W_y = \frac{I_{y,y}}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3 \qquad W_z = \frac{I_{z,z}}{V} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

-**Vérification des contraintes :**

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times V}{I_{y,y}} + \frac{M_{fz} \times V}{I_{z,z}} = \frac{0.0075 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.022 \times 10^4}{4.5} = 16.67 + 48.89 = 65.56 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = 65.56 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section adoptée est admise.

-**Vérification de la flèche pour les liteaux :**

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :  $\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$  ;

avec L = portée de liteau.

• **La valeur de la flèche réelle est donnée par:**

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \quad \text{avec} \quad E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 131080.128 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 65.56 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{3}{2}} = 0.087 \text{ cm} < 0.25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**5-Assemblage de la charpente :** En pratique, nous avons opté pour un assemblage cloué vu l'importance de l'ouvrage et les charges auxquelles il est soumis.

Le diamètre des clous est en fonction de l'épaisseur du bois. Il est donné par les formules suivantes :

$$D = \begin{cases} \frac{a}{7}, & \text{si le bois est sapin.} \\ \frac{a}{9}, & \text{si le bois est moyen (pin sec).} \\ \frac{a}{11}, & \text{si le bois est dur (chêne).} \end{cases}$$

Avec : D : diamètre du clou.

a : épaisseur du bois le plus mine.

Le bois utilisé pour notre cas est le bois sapin. Donc le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :  $D = \frac{a}{7}$

• **Remarque :**

-Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

-Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

**III-5 : Les chéneaux** : Les chéneaux sont des éléments en béton armé, ayant pour objectif d'étanchéité, il empêche l'écoulement de l'eau sur les murs de façade qui risque d'entraîner des fissurations.

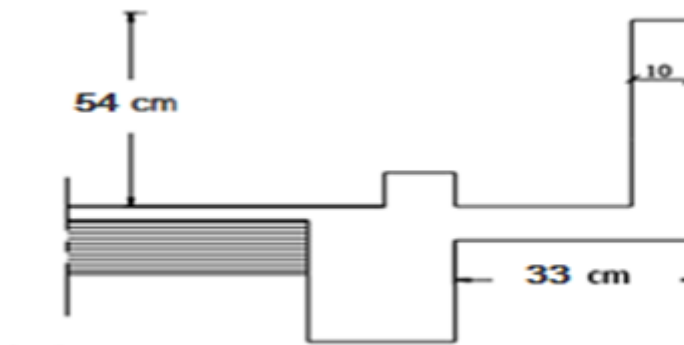


Figure III-5-1-1 : coupe verticale des chéneaux

III-5-1 : Calcul des chéneaux :

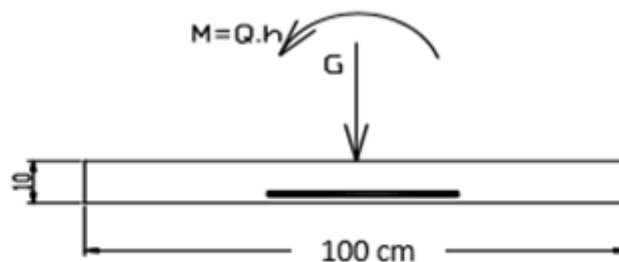


Figure III-5-1-2 : schéma statique de calcul

III-5-1-1 : Evaluation des charges :

- Poids propre des chéneaux :  $G = \rho \times S = 25 \times 0.54 \times 0.1 = 1.35 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement :  $M_r = Q \times H = 1 \times 0.54 = 0.54 \text{ KN.m}$

III-5-1-2 : Combinaisons de charges :

- **ELU :**

Effort normal de compression due à G :  $N_u = 1.35XG = 1.35X1.35 = 1.82 \text{ KN}$

Moment renversant due à Q :  $M_u = 1.5 X M_r = 1.5 X 0.54 = 0.81 \text{ KN.m}$

- **ELS :**

Effort normal de compression due à G :  $N_s = G = 1.35 \text{ KN/ml}$

Moment renversant due à Q :  $M_s = Q X H = 1 X 0.54 = 0.54 \text{ KN.m}$

**III-5-1-3 : Calcul des armatures :**

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de (10x100cm) soumise à moment et à un effort normal de compression, d'où le calcul se fera à la flexion composée.

$$h = 10\text{cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 8\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 1.82 \text{ KN} \quad M_u = 0.81 \text{ KN.m}$$

Excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.81}{1.82} = 0.45\text{m} = 45 \text{ cm} \quad \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Donc :  $45 > 3$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, alors celle-ci est partiellement comprimée.

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 45 + 3 = 0.48 \text{ m}$$

$$M_f = 1.82 X 0.48 = 0.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{0.87 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 80^2} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.995$$

La section est simplement armée d'où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{fu} = \frac{M_f}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{87}{0.995 \times 8 \times 34.8} = 0.31 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_u = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s} = 31 + \frac{1.82 \times 10^3}{348} = 36.23 \text{ mm}^2 = 0.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.....Espacement 25 cm.**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA6/ml = 0.85 cm<sup>2</sup>/ml ⇒ espacement 15 cm.

**III-5-1-4 : Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_u = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence [Article A.6.1, 3/ BAEL] :**

La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\bar{\tau}_{se,u} = \Psi_s \times f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **La contrainte d'adhérence d'entraînement :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \text{ Somme des périmètres des barres : } n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN } \tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.21 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée.

- **Vérification au cisaillement [Article A.5.1 BAEL] :**

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

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{B_0 d} = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.02 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement admissible est donnée pas l'expression suivante [Article A.5.1, 211 BAEL] :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min\left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

**III-5-1-5 : Vérification à l'ELS :**

- **Contraintes dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 15 K (d - y)$  Avec  $K = \frac{M}{I}$  la contrainte admissible de traction dans les aciers est

limité à :  $\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})]$  avec :  $\eta = 1.6$  (HA > 6mm)

(Fissuration préjudiciable) [Article A.4.5, 32 BAEL]

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y \text{ Avec } K = \frac{M}{I}$$

La contrainte de compression du béton est limitée à :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$  [Article A.4.5,2 BAEL]

- **Calcul de la profondeur du béton comprimé :**

$$b y^2 + 30(A_{st} + A_{sc'})y - 30(A_{st} \cdot d + A_{sc'} \cdot d) = 0$$

$$100 y^2 + 30 \times 2.01 \times y - 30 \times 2.01 \times 8 = 0$$

Finalement la profondeur du béton comprimé est de  $y = 1.9 \text{ cm}$ .

- **Calcul de K :**

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$I_{AN} = \frac{b y^3}{3} + 15$$

$$A_{sc'} (y - c)^2 + 15$$

$$A_{st} (d - y)^2 = \frac{100 \times 1.9^3}{3} + 15 \times 2.01 (8 - 1.9)^2$$

$$I_{AN} = 1350.51 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0.54 \times 10^6}{1350.51 \times 10^4} = 0.04 \text{ N/mm}^3$$

- **Vérifications :**

$$\bar{\sigma}_s = \min [(2/3)400 ; \max (0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})] \quad \bar{\sigma}_s = \min [266.67 ; 201.63]$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 15 \times 0.04 (8 - 1.9) = 36.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 36.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 0.04 \times 1.9 = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

[Article B.6.5,1BAEL] :

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2.01}{100 \times 8} = 0.0025 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h t}{L} = \frac{10}{54} = 0.185 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h t}{L} = \frac{10}{54} = 0.185 > \frac{M_s}{10 M_0 s} = 0.1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de vérifier la flèche.

**III-5-1-6 : Vérification au séisme : [art 6.2 .3 /RPA99 modifié 2003] :**

Le RPA préconise de calculer les chéneaux sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :  $F_p = 4 A C_p W_p$

A : coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau 4-1, dans notre cas :

$A = 0.15$  (zone IIa et groupe d'usage 2).

$C_p$  : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1), Il est pris égal à 0.8 (élément en console).

$W_p = 1.35$  KN/ml

$F_p = 4 . A . C_p . W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.35 = 0.648$  KN/m  $< Q = 1$  KN/ml.

**III-5-2 : Etude de la console :** Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur. Il est constitué d'une dalle pleine d'épaisseur donnée  $e = 10$ cm. La console est encastrée au niveau de la poutre.

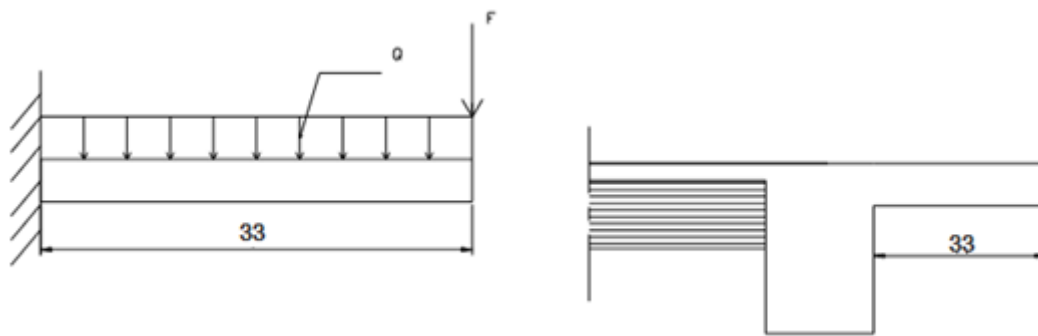


Figure III-5-2-1 : Présentation de la console

**III-5-2-1 : Calcul des sollicitations :**

- Charge permanente :

$$G = 25 \times 0.1 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- Charge concentrée :

$$F = 25 \times 0.33 \times 0.1 \times 1 = 0.825 \text{ KN}$$

**III-5-2-2 : Combinaisons de charges :**

$$N_u = 1.35 (2.5) + 1.5 (1) = 4.875 \text{ KN/ml}$$

$$F_u = 1.5 \times 0.825 = 1.238 \text{ KN}$$

Le moment provoqué par  $F_u$  :

$$M_{FU} = F_u \times l = 1.238 \times 1 = 1.238 \text{ KN. m}$$

Le moment provoqué par  $N_u$  :

$$M_{NU} = \frac{N_u l^2}{8} = \frac{4.875 \times 0.33^2}{8} = 0.0664 \text{ KN. m}$$

Le moment total :

$$M_u = M_{NU} + M_{FU} = 0.0664 + 1.238 = 1.304 \text{ KN. m}$$

**III-5-2-3 : Calcul des armatures :**

$$\mu_1 = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{1.304 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 80^2} = 0.014$$

$\mu_u < \mu_1 \Rightarrow$  la section est simplement armée  $\mu_u = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.336 \times 10^6}{0.993 \times 80 \times 348} = 48.32 \text{ mm}^2 = 0.48 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec : espacement = 25 cm.**

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA6 = 0.85 cm<sup>2</sup> Avec un espacement de 10 cm.**

**III-5-2-4 : Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

- **Condition de la contrainte de cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente conventionnelle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min \left( \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = N_u \cdot l + F_u = 4.875 \times 0.33 + 1.238 = 2.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.85 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.036$$

$\tau_u = 0.036 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

- **Contrainte d'adhérence des barres [Article A.6.1, 3/ BAEL] :**

La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\bar{\tau}_{se, u} = \Psi_s \times f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i}$$

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres des barres :  $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{2850}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.39 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \text{ ..... Condition vérifiée}$$

III-5-2-5 : Vérification à l'ELS :

- Contrainte de compression dans le béton et état limite de fissuration :

Y (cm)	Ms (KNm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
1.9	0.54	1350.51	15	0.76	201.63	36.6	CV

Tableau III-5-4 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton

- Etat limite de déformation :

$$\frac{As}{b d} = \frac{2.01}{100 \times 8} = 0.0025 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} = \frac{10}{33} = 0.3 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} = \frac{10}{33} = 0.3 > \frac{Ms}{10M0s} = 0.1 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de vérifier la flèche.

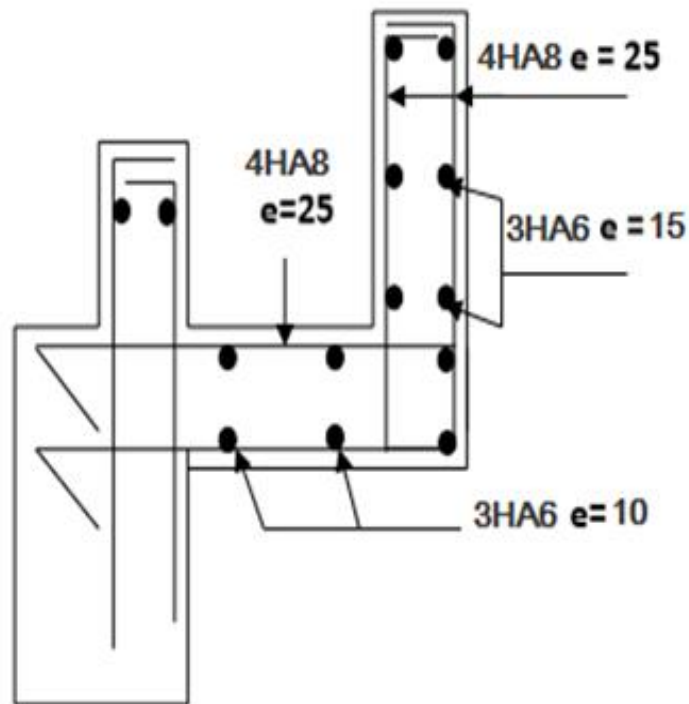


Figure III-5-2-2 : Ferrailage des chéneaux.

**III-6 : Calcul de la poutre de chaînage :** C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

**III-6-1 : Pré dimensionnement :**

- **Détermination de la hauteur  $h_t$  :** Condition du BAEL :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Condition du RPA : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm.

L : longueur libre dans le sens considéré.

$L = 340 - 30 = 310\text{cm}$

$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.67 \leq h_t \leq 31$

On opte pour :  **$h = 30\text{ cm}$** .

- **Détermination de la largeur b:**

Elle est donnée par la condition suivante :  $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$

$\Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$

Donc on opte pour :  **$b = 25\text{ cm}$** .

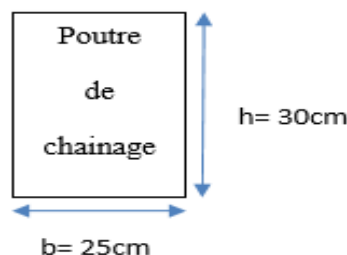
- **Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :**

$h_t = 30\text{cm} \geq 30\text{ cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée.

$b = 25\text{cm} \geq 20\text{ cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow$  condition est vérifiée.

Section adoptée:  **$(25 \times 30)\text{ cm}^2$** .



- **Calcul des charges et surcharges :**

**a -Charges permanentes :**

-Poids propre de la poutre.....  $G_{\text{poutre}} = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875\text{ KN/ml}$

-Poids propre du mur (double cloison)...  $G_{\text{mur}} = (3.06 - 0.3)2.4 = 6.624 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

-Poids du plancher.....  $G_{\text{plancher}} = \frac{0.65}{2} \times 5.45 = 1.77 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

$$G_t = 10.27 \text{ KN/ml.}$$

b-La surcharge d'exploitation :  $Q = 3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.14 \text{ KN/ml}$

- **Combinaisons des charges :**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.27 + 1.5 \times 1.14$

$$q_u = 15.57 \text{ KN/ml}$$

ELS :  $q_s = G + Q = 10.27 + 1.14$

$$q_s = 11.41 \text{ KN/ml}$$

### III-6-2 : Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

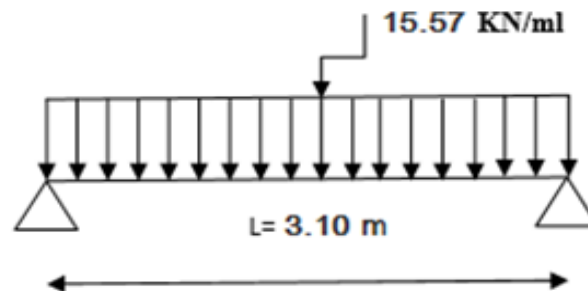


Figure III-6-1 : Schéma statique de calcul à l'ELU

#### a-Réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u L}{2} = \frac{15.57 \times 3.10}{2} = 24.13 \text{ KN}$$

#### b-Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_u(0) = 24.13 \text{ KN} \\ T_u(3.20) = -24.13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{15.57 \times 3.10^2}{8} = 18.70 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- **Moment en travée :**  $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 18.70 = 15.90 \text{ KN.m}$
- **Moment aux appuis :**  $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 18.70 = -5.61 \text{ KN.m}$

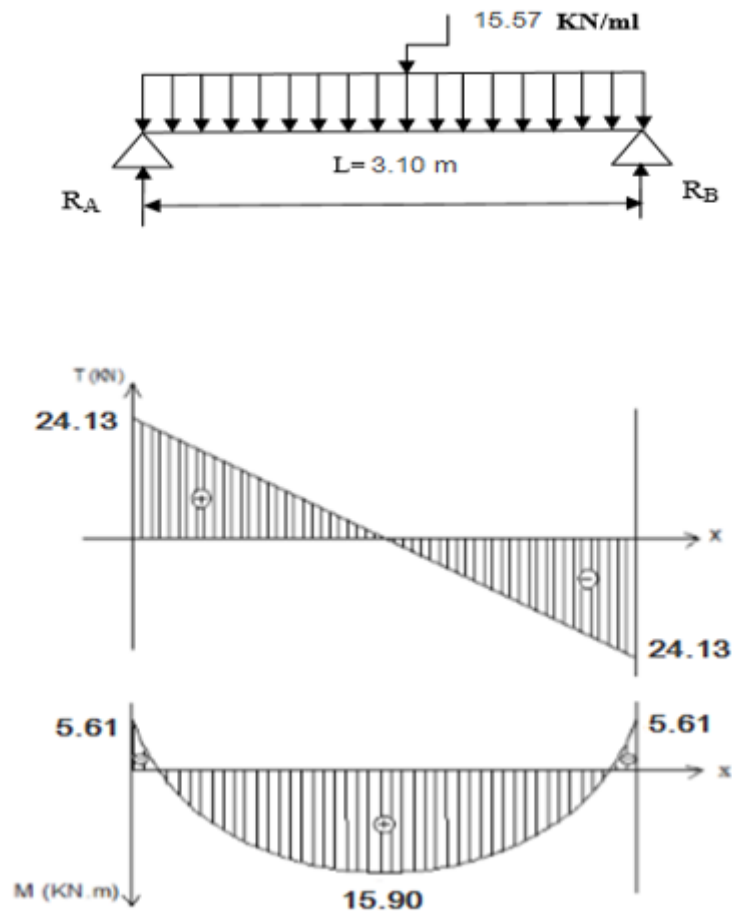


Figure III-6-2 : Diagramme des effort interne à l'ELU

## III-6-3 : Etude de la poutre à l'ELS :

## a-Réaction d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s L}{2}$$

$$R_a = R_b = \frac{11.41 \times 3.10}{2} = 17.69 \text{ KN}$$

## b-Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_s(0) = 17.69 \text{ KN} \\ T_s(3.20) = -17.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{11.41 \times 3.10^2}{8} = 13.70 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- **Moment en travée** :  $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 13.70 = 11.65 \text{ KN.m}$
- **Moment aux appuis** :  $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 13.70 = -4.11 \text{ KN.m}$

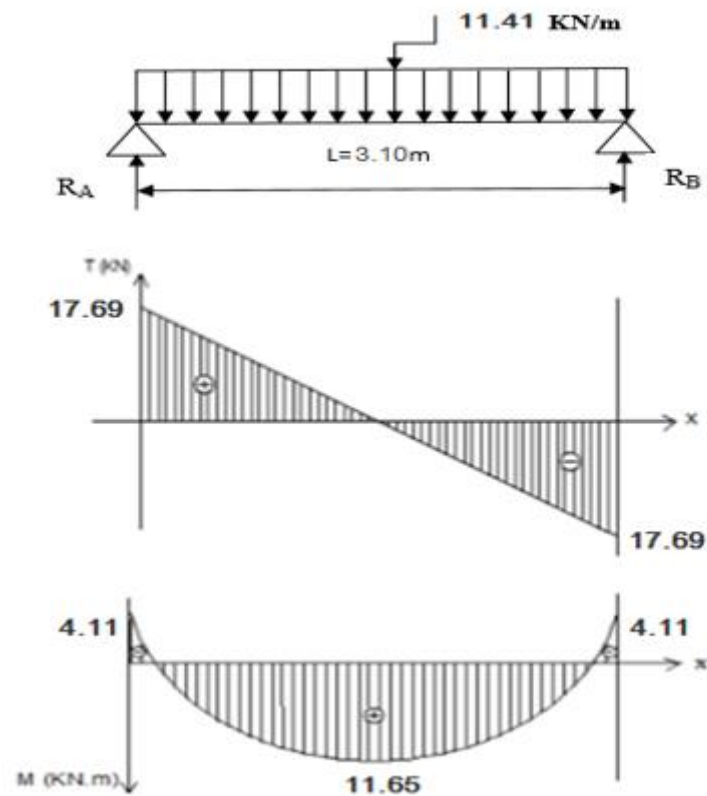


Figure III-6-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

## III-6-4 : Ferrailage : à l'ELU : A-Calcul des armatures longitudinales :

- En travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_t = \frac{15.90 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.057 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_t = 0.057 \quad \beta = 0.971$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.90 \times 10^3}{0.971 \times 28 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5.61 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.02 \quad \beta = 0.990 \quad A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.61 \times 10^3}{0.990 \times 28 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>

**III-6-5 : Vérifications à l'ELU:**

**a-La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.
- **En travées :**  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**b-Vérification au cisaillement :(Art A.5.1, 1) :**

Vérification de la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

avec :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}.$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{24.13 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.345 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**c-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,4 ,321) :**

$$T_{u\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u\max} \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.28 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 24.13 \text{ KN} \leq 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A. 5. 4.321) :**

On doit vérifier :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$

Avec :  $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 24.13 \times 10^3 + \frac{-5.61 \times 10^5}{0.9 \times 28} \right) = 0.054$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 0.054 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**d-Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 3) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \Sigma U_i}$$

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

$\Sigma U_i$  = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = \Sigma n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1.0 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.13 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e-Vérification de la longueur de scellement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1.21):**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.00 \text{ cm} \implies L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.20 \text{ cm} \implies L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{-En travée : } L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm soit un crochet 15 cm.}$$

$$\text{-En appui : } L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm soit un crochet 17 cm.}$$

**B-Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_{\max} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_{\max} : \text{diamètre maximal des armatures longitudinales} = 1.2 \text{ cm.}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; 1.2 ; \frac{25}{10} \right\} \implies \phi_t \leq \min \{0.86 ; 1.2 ; 2.5\} \implies \phi_t \leq 0.86 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ cm}$$

Les armatures longitudinales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

$$\text{Soit : } A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min \{0.9 d ; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{25.2 ; 40\text{cm}\} \implies S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \implies \frac{1 \times 400}{25 \times 25} = 0.64 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification selon le R.P.A (2003) :**

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \varnothing ; 30 \right\} S_t = \min \{ 7.5 ; 14.4 ; 30 \} = 7.5 \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 \geq A_{t\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2 \text{ .....Condition vérifiée}$$

III-6-6: Vérification à l'ELS :

a-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

b-Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

-En travée :

- Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b d} = \frac{339}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho_1 = 0.484 \quad k = 32.62 \quad \beta = 0.855 \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\rho_1 f_{ctj}} \right\} \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min ( 266.67 ; 201.63 ) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{st} \beta d} = \frac{11.65 \times 10^6}{339 \times 0.855 \times 280} = 143.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 143.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \text{ .....Condition vérifiée}$$

- Contrainte dans le béton :

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{143.55}{32.62} = 4.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ ..... Condition vérifiée}$$

-Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b d} = \frac{235}{25 \times 28} = 0.336$$

$$\rho_1 = 0.336 \Rightarrow k = 40.56 \Rightarrow \beta = 0.910 \quad \sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \beta d} = \frac{4.11 \times 10^6}{235 \times 0.910 \times 280} = 68.64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 68.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{68.64}{40.56} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

### c-Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.3}{3.1} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.3}{3.1} = 0.097 > \frac{11.65}{10 \times 13.70} = 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

### Conclusion :

Le ferrailage de la poutre de chaînage est comme suit :

- **Appuis : 3HA10 (2.35cm<sup>2</sup>).**
- **Travée : 3HA12 (3.39cm<sup>2</sup>).**
- **Cadres et étriers de HA8.**

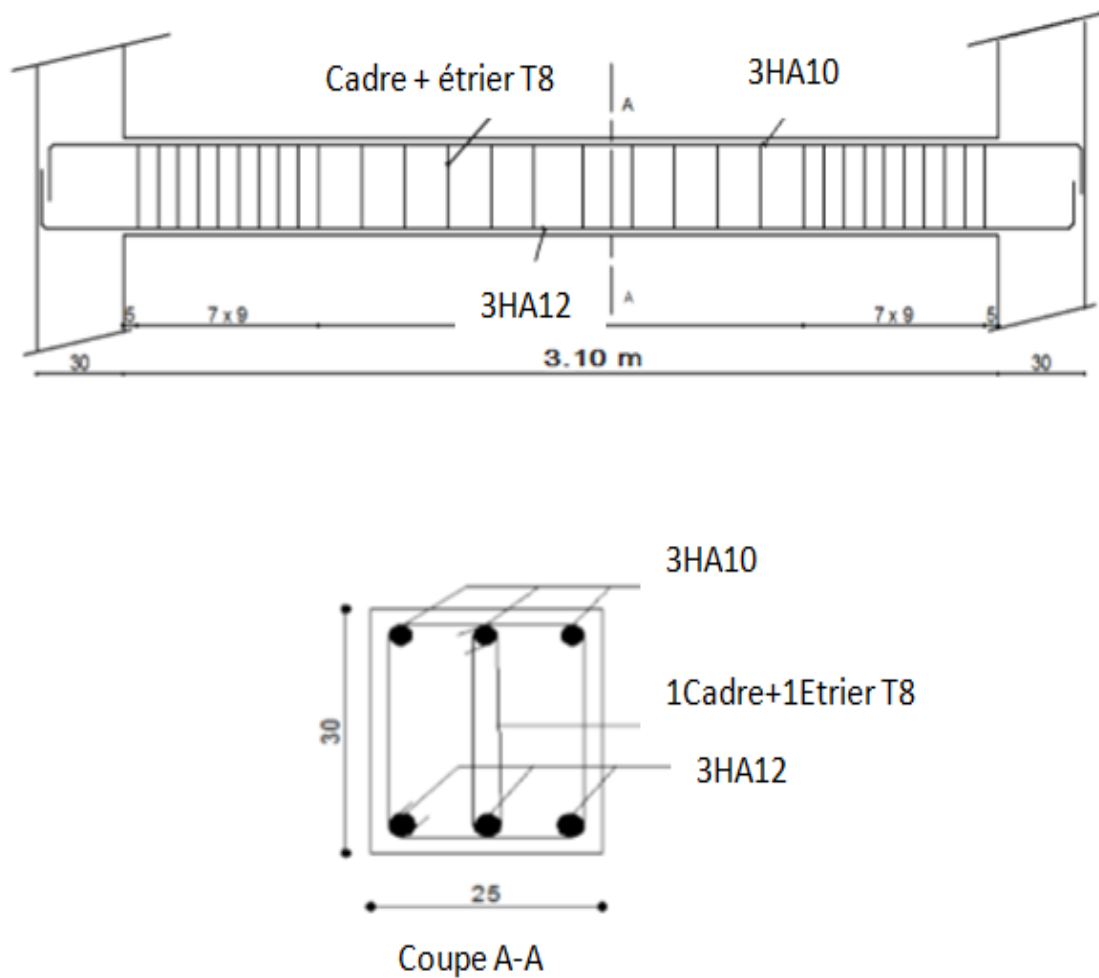


Figure III-6-4 : Ferrailage de la poutre de chaînage

# Chapitre IV :

## Modélisation et vérification des exigences de l'RPA



**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-1 : Modélisation :**

**IV-1-1 : Introduction :** La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

**IV-1-2 : Principe de la MEF :**

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément (tirer dans un mémoire de fin d'études intitulé : Etude d'un bâtiment(R+5+2S-Sol+charpente) Promotion 2018/2019).

**IV-1-3 : Description du logiciel ETABS :**

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, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...Etc.


**IV-1-4 : Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7.0 Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS 

**IV-2- Etapes de modélisation :**

- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme) ;
- L'analyse dynamique ;

**A-Première étape :** La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :** Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements : 
- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**. Une boîte de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**.

Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 12 lignes suivant x-x).
- Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant y-y).
- Le nombre des étages, (09 niveaux : 2 sous-sol, R+5 et une charpente).

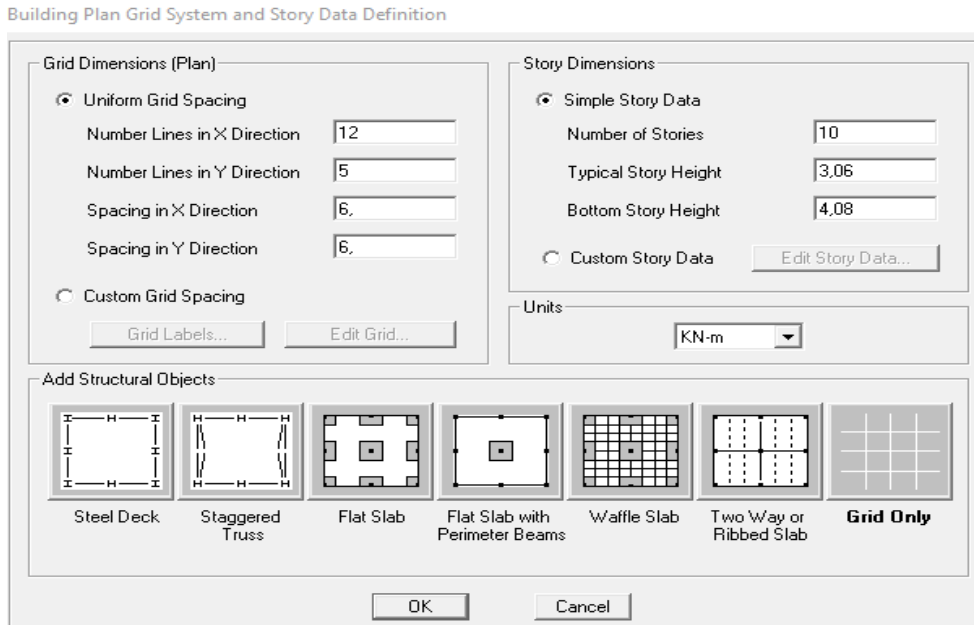


Figure IV-1 : introduction des lignes de grille

On introduit le nombre de portique suivant x-x, suivant y-y. On clique sur Custom Grid Spacing puis sur Edit Grid.la fenêtre suivante s’affiche :

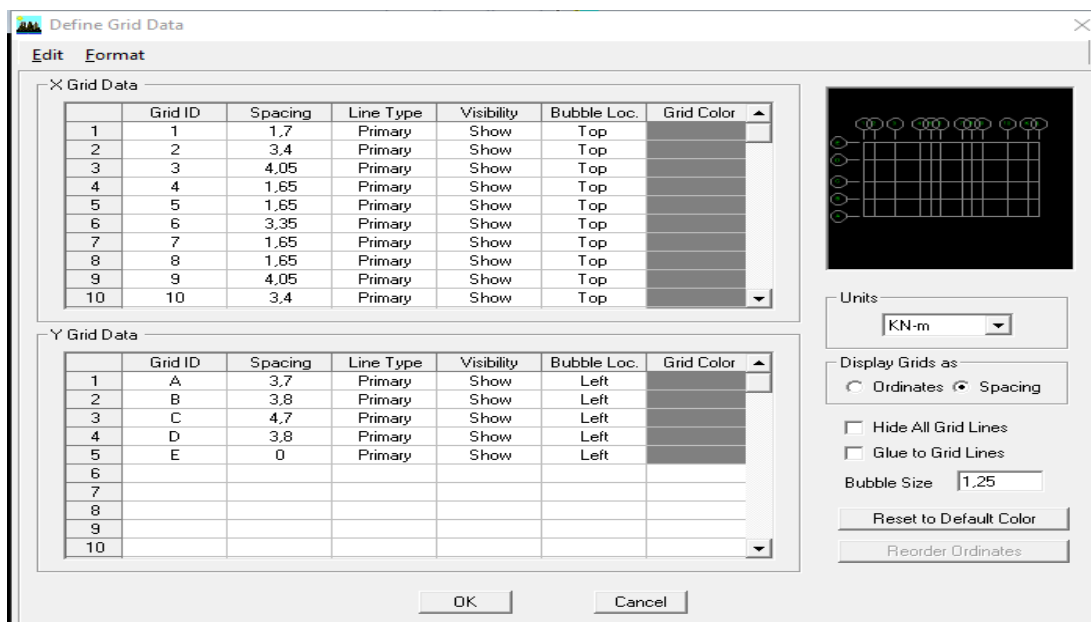


Figure IV-2 : Introduction des distances selon x-x et y-y

**B-deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l’occurrence, l’acier et le béton. On clique sur **Define Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit **BETON** dans la case **Material name**,

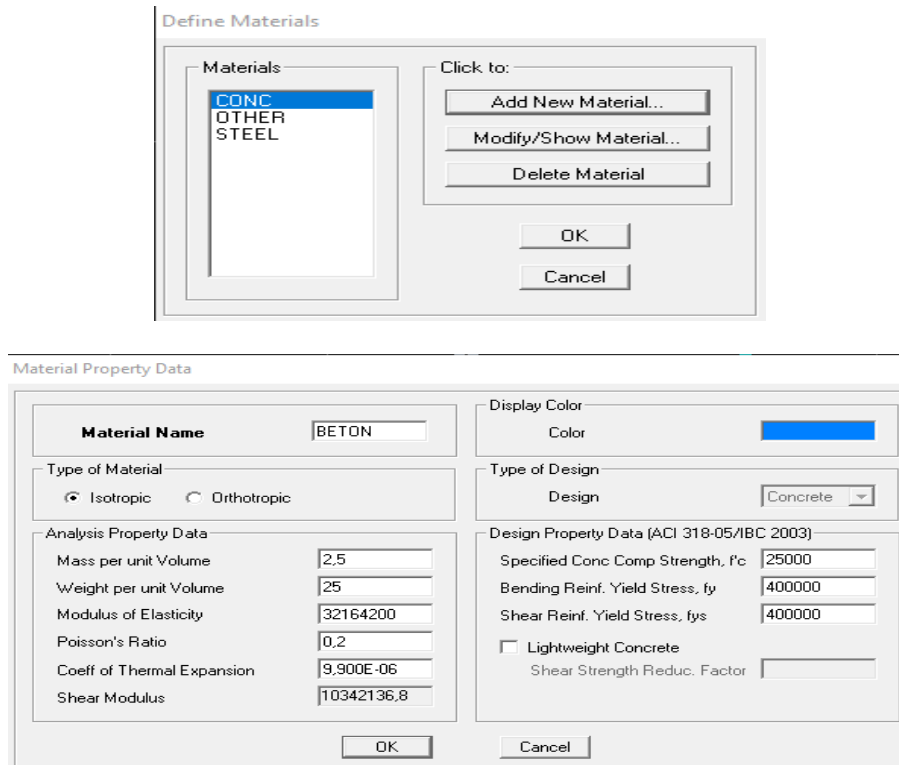


Figure IV-3 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

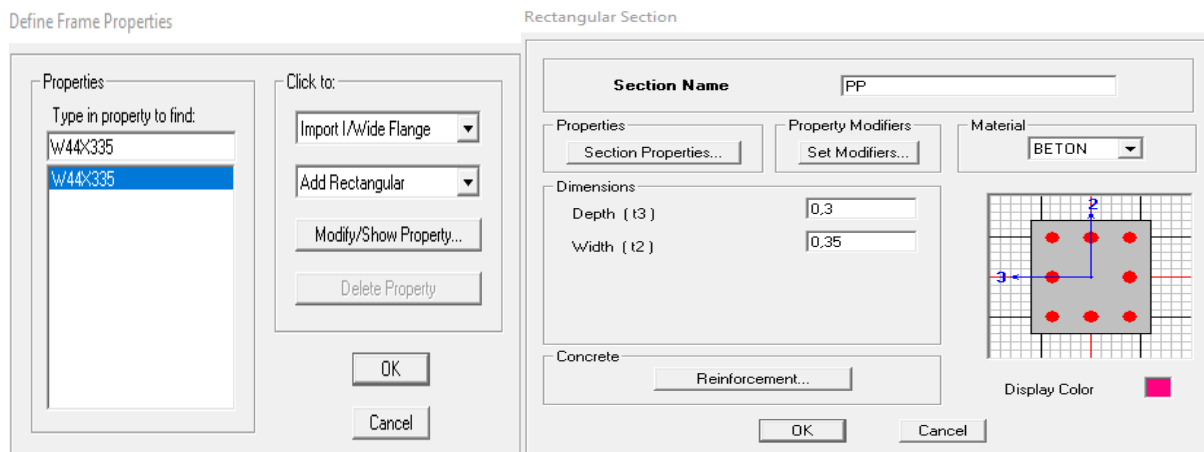
**C-Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle pleine, voile...).

- Définition des différents éléments :

-Les éléments barres :

Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections**, Ou bien on clique sur l'icône  Icône **properties** → on sélectionne tout **delete property** Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular**.



S'il s'agit d'une **poutre** on clique sur **renforcement beam**,

si c'était un **poteau** on clique sur **column**

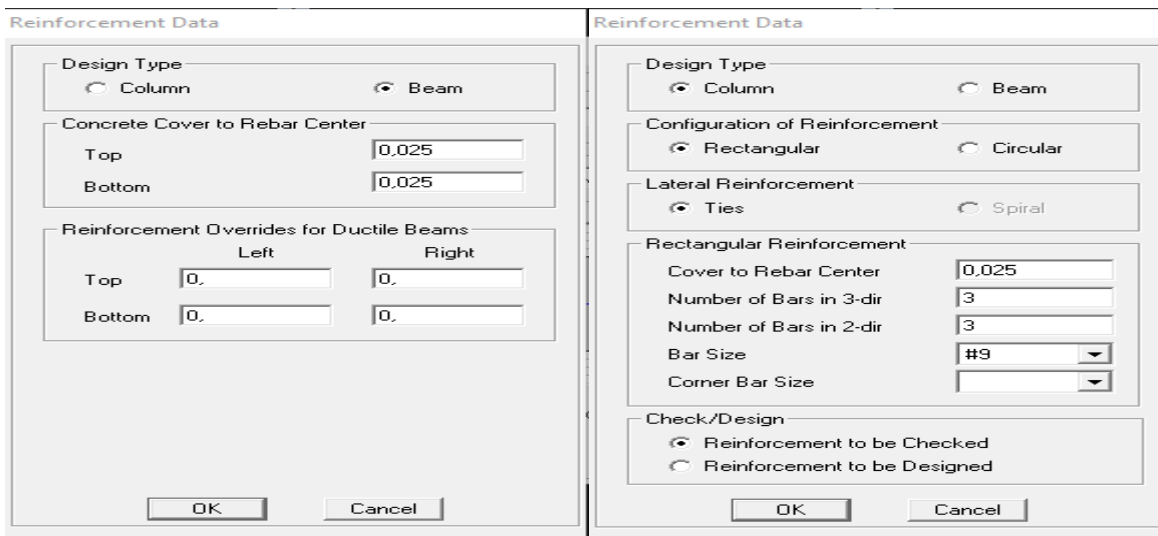


Figure IV-4 : dimensionnement des éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile, plancher, palier...).

On choisit le menu :

**DefineWall/slab/deck section** → **Add new Wall** pour le dimensionnement du **voile**.

**DefineWall/slab/deck section** → **Add new slab** pour le dimensionnement du **plancher**.

On peut directement cliquer sur cette icône

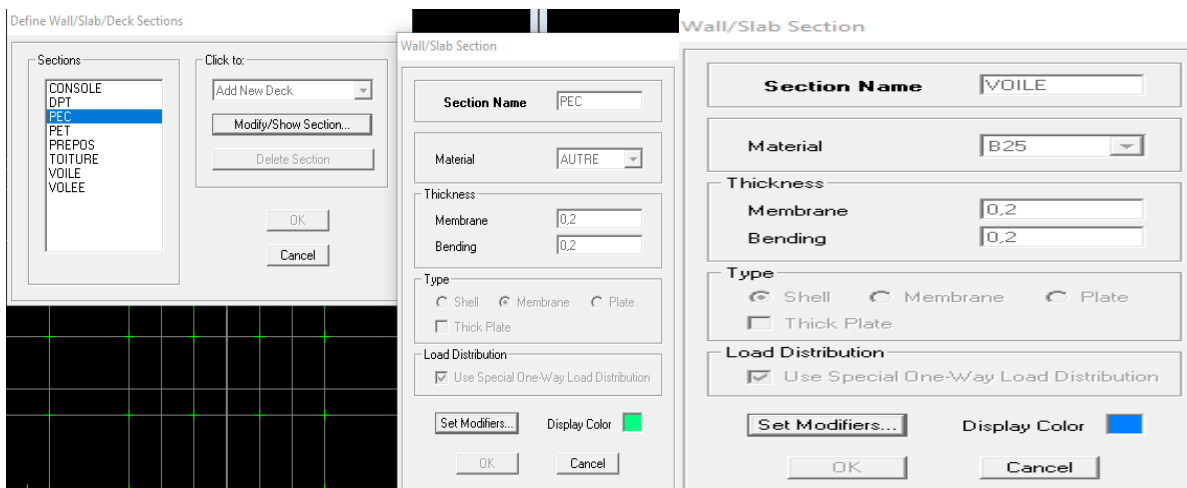



Figure IV-5 : Dimensionnement du plancher en corps creux et du voile.

Après avoir affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.


**a-Poutres principales et secondaires :**

On clique sur  puis on choisit **PP(30x35)** ou **PS(30x35)** et on sélectionne les **Grid lignes** que portent nos éléments.

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

**Figure IV-6 : Affectation des poutres**


**b-Poteaux :**

On clique sur  puis on choisit **POT (40x40) ; (30x30)** ou **(35x35)** et on sélectionne les nœuds qui portent les poteaux.

Properties of Object	
Property	POTRDC/3
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

**Figure IV-7: Affectation des poteaux**


**c-Voile :**

On clique sur  puis on choisit **voile** et on sélectionne les **Grid lignes** qui portent un voile.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

**Figure IV-8 : Affectation du voile**

**d-La dalle pleine :**

On clique sur  puis on choisit **DPT** et on sélectionne les **Grid lignes** qui portent la dalle pleine.

Properties of Object	
Property	DPT
Local Axis	0,

**Figure IV-9: Affectation de la dalle pleine**

**D-Quatrième étape :**

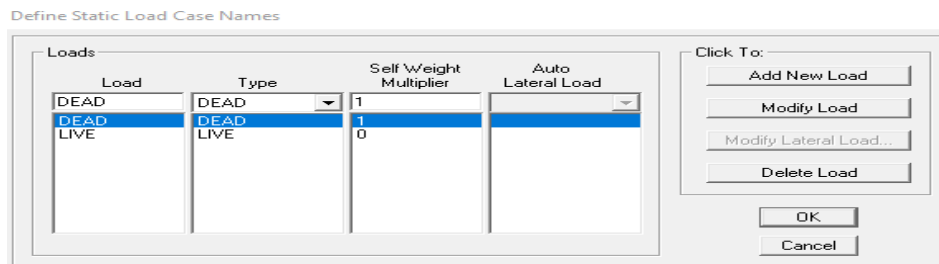
Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (G et Q) :**

La structure est soumise à :

Des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :

**Define** → **StaticLoad Cases**, Ou bien l'icône : 



**Figure IV-10 : définition des charges G et Q.**

- **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 (**Sa/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 à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003).

**Groupe d'usage** : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003).

**Coefficient de comportement** : A = 3.5 (voiles porteurs).

**Remplissage** : Dense.

**Site** : S3 (site meuble).

**Facteur de qualité (Q)** :  $Q=1+\sum q = 1.05$ .

**Coefficient d'amortissement** :  $\xi = 7\%$ .

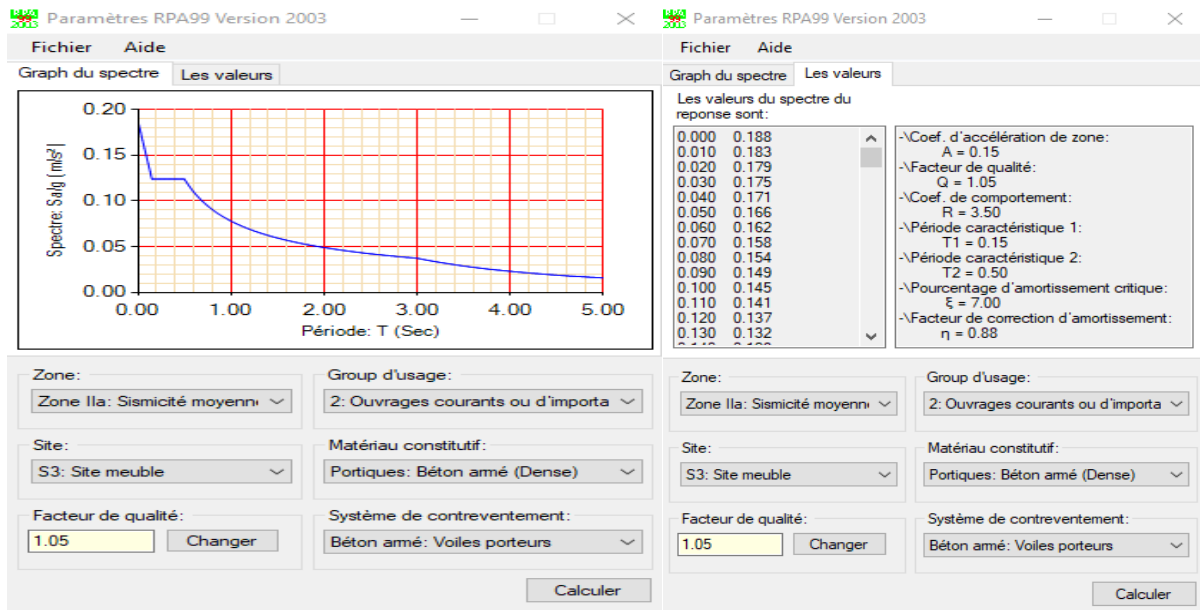


Figure IV-11 : Spectre de réponse.

Après on clique sur **Fichier** puis **Enregistrer**.

Pour injecter le spectre de réponse dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Functions** ou bien **Spectrum from file**.

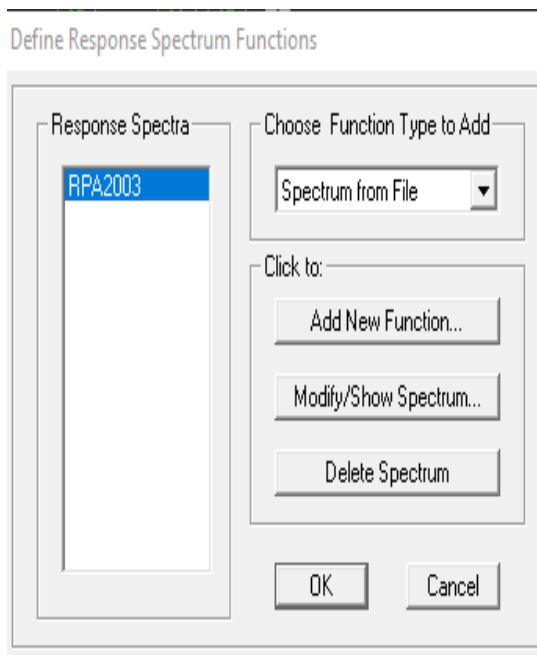


Figure IV-12 : Définition du spectre

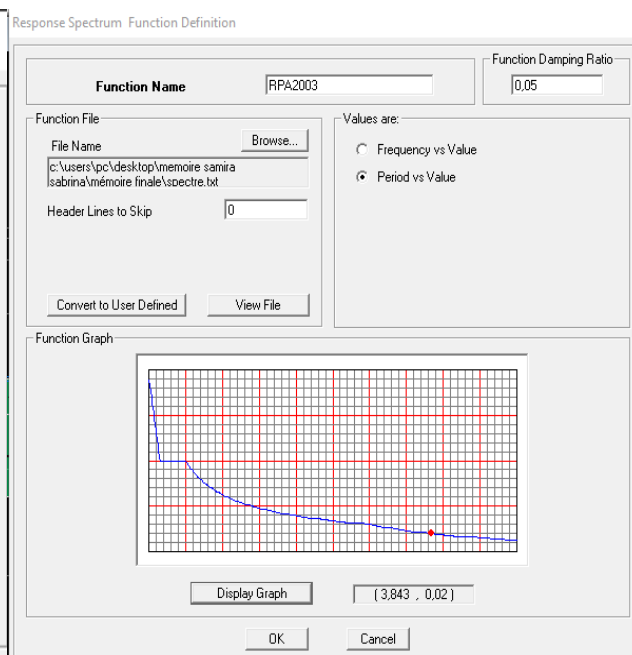


Figure IV-13 : la réponse du spectre

Après avoir introduit le spectre, 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**.

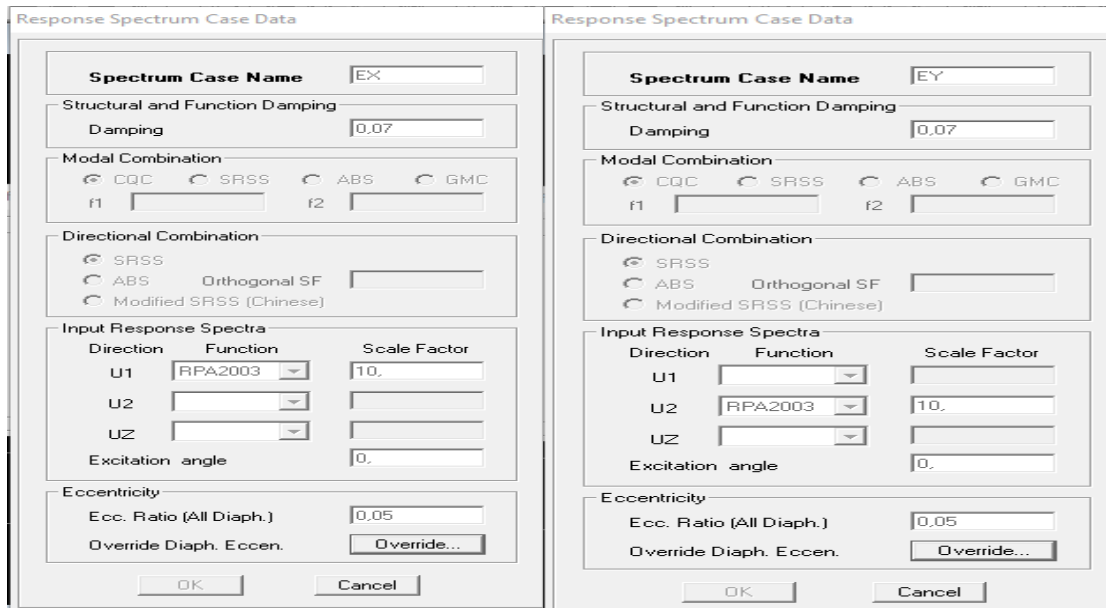


Figure IV-14 : spectre selon X

Figure IV-15 : spectre selon Y

On introduit :


$\epsilon(\%)$  : le pourcentage d'amortissement critique qui est égale à **0.07** dans la case **Damping** et l'excentricité qui égale à **0.05xL** dans la case **Ecc.Ratio(all diaph)**.

Dans la partie **Input responses spectra**, nous allons introduire le **spectre** à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

**E- Cinquième étape :**

Chargement du plancher :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign →Shell/Area loads**

**Uniform...** (ou sur )

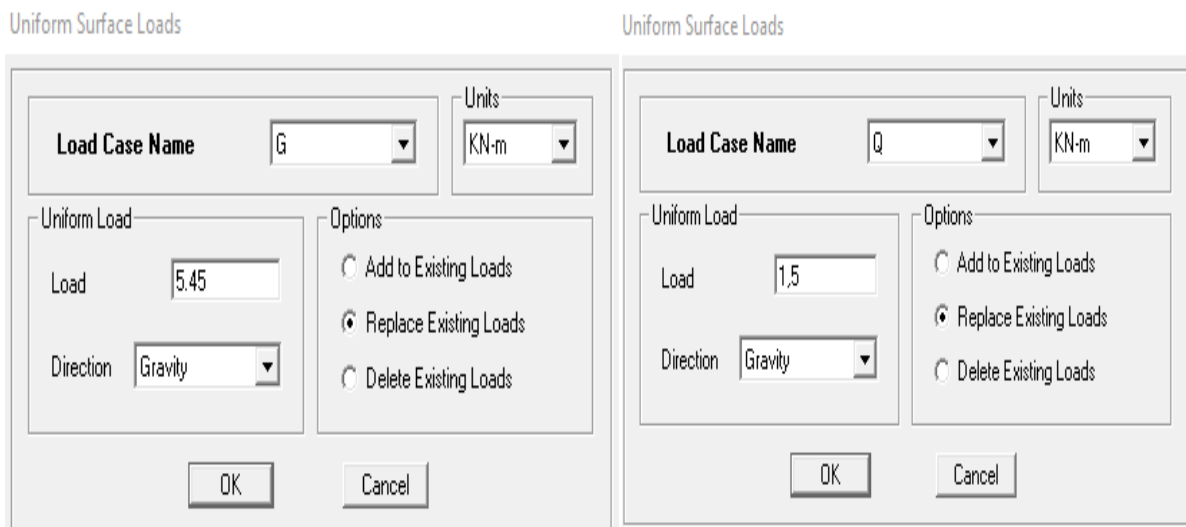


Figure IV-16 : Introduction des charges.

**F-Sixième étape :**

Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

**ELU : 1,35 G + 1,5 Q**

**ELS : G + Q**

**Et la combinaison poids : G + 0.2Q**

- **Combinaisons accidentelles du RPA:**

$GQEX = G+Q\pm EX$

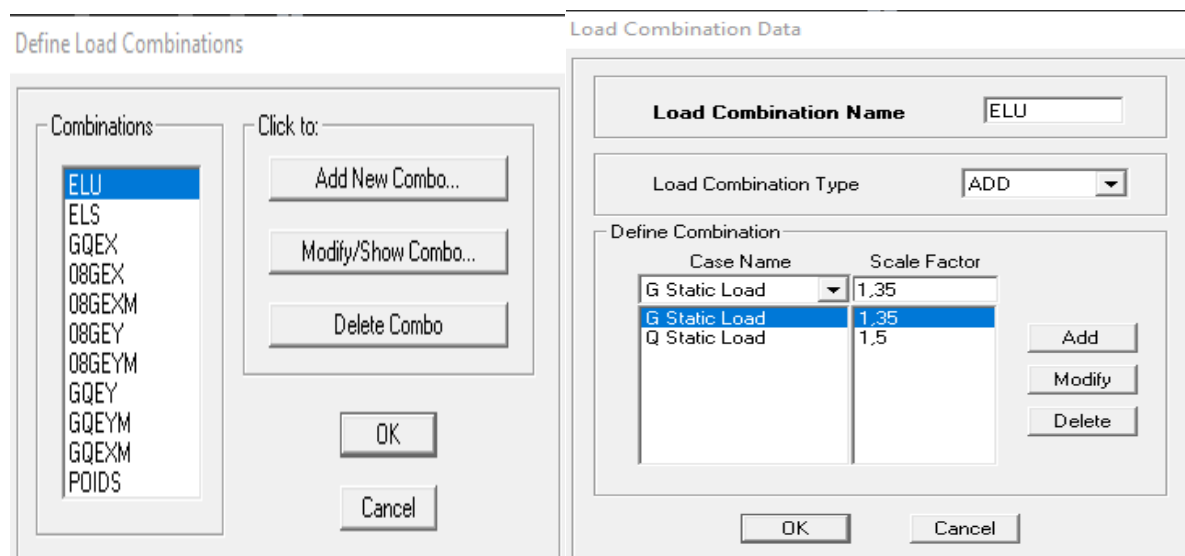
$GQEY = G+Q\pm EY$

$0,8GEX = 0,8G\pm EX$

$0,8GEY = 0,8G\pm EY$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define → load Combinations**

**→Add New Combo (ou  )**



**Figure IV-17 : Création des combinaisons.**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

**G-Septième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Mass- Source :**

**Define → Masse Source (ou bien  )**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure, dans notre cas  $\beta=0.2$  (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

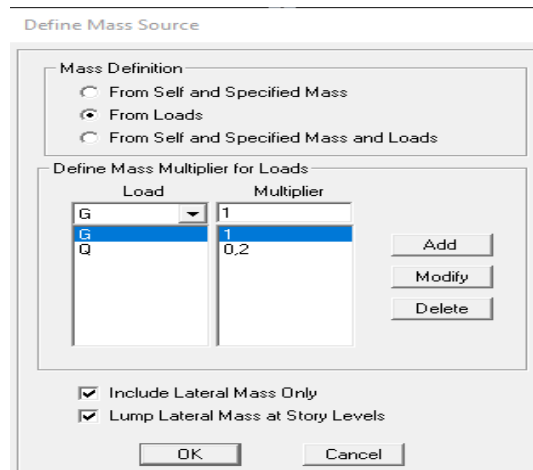



Figure IV-18 : Pourcentage de la participation des charges.

- **Appuis :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation.

Pour modéliser cet encastrement on sélectionne tous les nœuds d'appuis de la base puis on clique sur : **Assign** → **Joint/ point** ou bien  **Restraints**

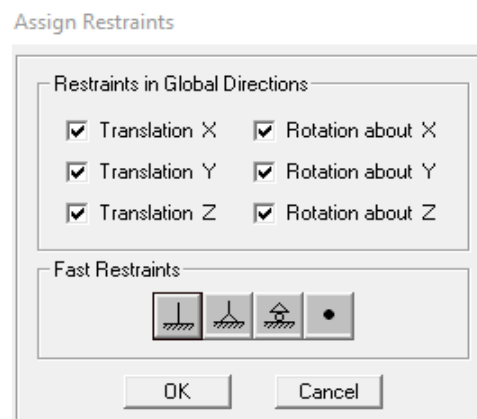


Figure IV-19: Encastrement des appuis.

- **Diaphragme :**

Les planchers sont modélisés comme 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 tout le premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/ point → Diaphragm ou bien  Add NewDiaphragm.

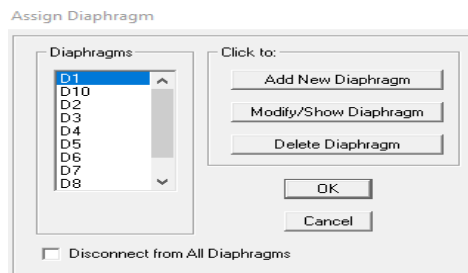


Figure IV-20 : Spécification de diaphragme de chaque plancher.

**H-Huitième étape :**

consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : **Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis** Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**. On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « **Number of Modes** » et on valide avec « **OK** », validé une autre fois dans la fenêtre de « **Analysis option** ».

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **AnalyzeCheck Model**, puis cochez tout.

On aura un message (**Modal has been checked,no warning message**) ;

**Option/Preferences/Concrete Frame Design/Design Code : Eurocode 21992 Analyze Run Analysis.**

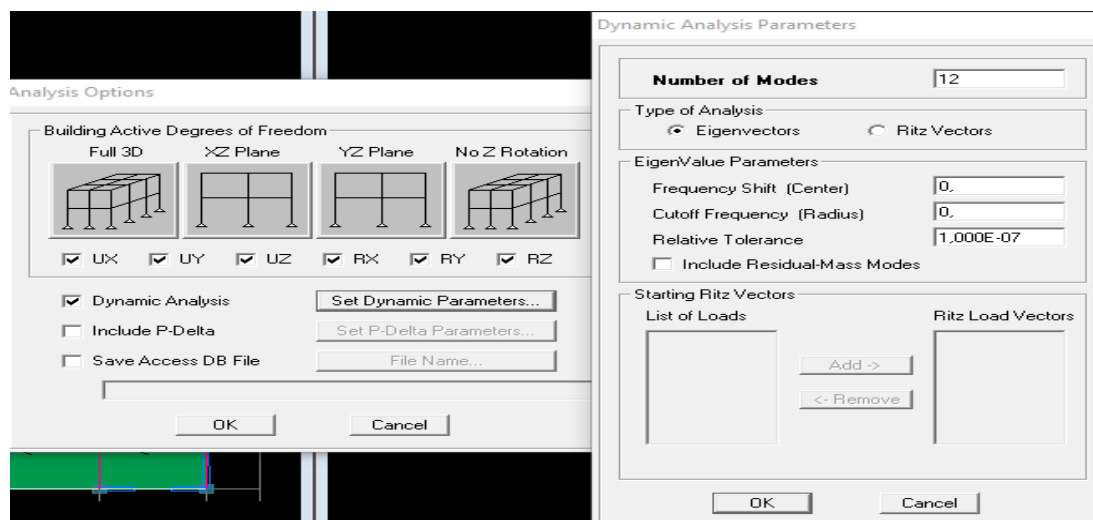
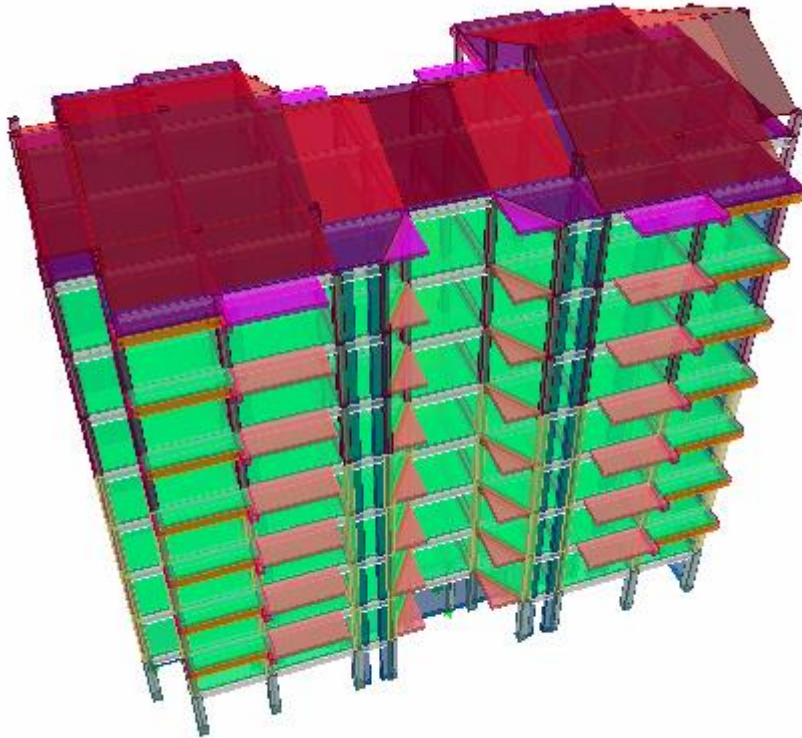


Figure IV-21 : Introduction de nombre de mode.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :



**Figure IV-22 : Modèle de la structure en 3D.**

#### **IV-3 : Méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003):**

On distingue deux cas de calcul :

- **Calcul statique** : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (G et Q).
- **Calcul dynamique** : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E).

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant

Les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

-**La méthode statique équivalente** : La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

**a-** Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

**b-** Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone II :**

-groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

-**Méthode d'Analyse Modale Spectrale** : C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. 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. **(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)**

-**Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes** : La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

**(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)**

Cet structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise la **méthode statique équivalente**.

**IV-4 : Vérification des conditions du RPA99version2003 :**

- **Etude dynamique :**

**a- Participation modale :**

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.774145	0.1486	71.3465	0.1486	71.3465
2	0.760482	65.6269	0.1219	65.7755	71.4684
3	0.570155	7.1592	0.0151	72.9348	71.4836
4	0.211075	13.7368	0.0057	86.6716	71.4892
5	0.202401	0.0046	16.413	86.6762	87.9022
6	0.146098	0.838	0.0039	87.5142	87.9061
7	0.115569	1.835	0	89.3492	87.9061
8	0.092026	4.2192	0.0004	93.5684	87.9065
9	0.090847	0.0028	0.0006	93.5712	87.9072
10	0.089395	0.0002	6.286	93.5714	94.1932
11	0.064977	0.257	0.0002	93.8285	94.1934
12	0.055103	2.8135	0.0001	96.642	94.1934

**Tableau IV-1 : Participation modale.**

- Le premier mode de vibration est une Translation suivant yy, il mobilise plus de **71.35 %** de la masse.

-Le deuxième mode de vibration est une Translation suivant xx, il mobilise plus de **65.63 %** de la masse.

-Le troisième mode de vibration est une Rotation.

**b-Nombre de mode propre : (Art 4.3.4 RPA99/2003)**

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitations, doit être tel que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

**Participation massique : Mode : 10**

**Sens x-x : 93,57 %**

**Sens y-y : 94.19 %**

**IV- 5 : Système de contreventement :**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de **20% des sollicitations dues aux charges verticales**. On considère que **la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles**.

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont :

Charges verticales reprise par les portiques : **14770.93KN (44.92%)**

Charges verticales reprise par les voiles : **18110.6 KN (55.08%)**

A partir du logiciel (**ETABS**) à l'aide de l'option **Section Cut**, on tire l'effort repris par les portiques et par les voiles :

- **Charges sismique reprise par les portiques :**

**Sens xx: 5,05%**

**Sens y-y : 9.96%**

- **Charges sismique reprise par les voiles :**

**Sens x-x: 94.95 %**

**Sens y-y : 90.04 %**

D'après les résultats ci-dessus ; la structure est contreventée par des **voiles porteurs en béton armé** donc le (**R= 3,5**).

**IV-6 : Vérification de l'effort tranchant à la base :** Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :  $V = \frac{A D Q}{R} W$  (Art 4.2.3 RPA99/2003)

A= 0,15 (Zone IIa , Groupe d'usage 2)

R=3,5(structure contreventé par voiles porteurs)

T1 = 0,15 et T2 = 0,50 (Site meuble S3)

W=32881.53 KN (Poids total de la structure déterminé de l'ETABS)

D(Facteur d'amplification dynamique)

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pq$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

**1-Régularité en plan :**

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement symétrique** vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses .....**Condition vérifiée.**

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction .....**condition vérifiée.**

-les excentricités :  $e_x = 0,018 \text{ m} < 0,15 L_x = 4,29 \text{ m}$

$e_y = 0,29 \text{ m} < 0,15 L_y = 2,52 \text{ m}$

$S_0 = 12,73 \text{ m}^2 < 0,15 S_t = 72,072 \text{ m}^2$

La régularité en plan :  $\begin{cases} P1x = 0 \\ P1y = 0 \end{cases}$

**2-Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation .....**condition vérifiée.**

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$W_{N4,08} = 32881.53 \text{ KN}$

$W_{N7,14} = 29769,76 \text{ KN}$

La variation de la masse est : 3111,77 KN.

- Décrochement en élévation : Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. -Pas de décrochement en élévation.....**Condition vérifiée.**

La régularité en élévation :  $\begin{cases} P2x = 0 \\ P2y = 0 \end{cases}$

**3-Conditions minimales sur les files de contreventement :**

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

- Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement :

Suivant x-x : **condition vérifiée.** →  $P3x = 0$

Suivant y-y : **condition vérifiée.** →  $P3y = 0$

**4-Redondance en plan :**

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Dans notre cas :

12 files suivant X-X ..... **Condition vérifiée.**

5 files suivant Y-Y ..... **Condition vérifiée.**

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas

$1,5 \cdot \frac{4,05}{3,4} = 1,19$  ;  $\frac{4,05}{1,65} = 2,45$  ;  $\frac{1,7}{3,4} = 0,5$  ..... Suivant X-X.....**condition non vérifiée.**

$\frac{3,7}{3,8} = 0,97$  ;  $\frac{3,8}{3,7} = 1,03$  ;  $\frac{4,7}{2,5} = 1,88$  ..... Suivant Y-Y.....**condition non vérifiée.**

**La régularité en redondance :**  $\begin{cases} P4x = 0,05 \\ P4y = 0,05 \end{cases}$

**5-Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003

$P5x = P5y = P6x = P6y = 0$

**Conclusion :**  $\begin{cases} Qx = 1,05 \\ Qy = 1,05 \end{cases}$

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (D), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenues par les formules 4-6 et 4-7 (**article 4.24 du RPA99 version 2003**).

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_t h_n^{3/4} ; \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min \{ 0,05x 31,56^{3/4} ; (0,09x31,56)/\sqrt{16,8} ; (0,09x31,56)/\sqrt{28,6} \}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0,665 ; 0,69 ; 0,53)$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,53 \text{ s} \quad T_{\text{analytique}} = 0,77 \text{ s}$$

**L'article 4.24 du RPA99 version 2003** postule que : « 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% ». Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

On a :  $T_{analytique} = 0,77 \text{ s} > 1,3 T_{empirique} = 0,69 \text{ s}$  donc **T = 0,69 s**

**Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003}) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0\text{s} \end{cases}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5\eta \left(\frac{0.53}{0.69}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ avec } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{7/10.5} = 0.8 > 0.7 \quad \mathbf{D = 1.67}$$

**-Calcul de l'effort tranchant à la base : (Analytiquement)**

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/2003})$$

$$V_{x \text{ analytique}} = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.05}{3.5} \times 32881.53 = 2471.04 \text{KN}$$

$$V_{y \text{ analytique}} = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.05}{3.5} \times 32881.53 = 2471.04 \text{KN}$$

$$\mathbf{V_x \text{ analytique} = V_y \text{ analytique} = 2471.04 \text{KN}}$$

**-L'effort tranchant et les moments à la base :(Déterminé du logiciel ETABS)**

Spectre	Vx (KN)	Vy (KN)
Ex	1988.66	19.57
Ey	19.57	2061.51

Tableau IV-2 : effort tranchant et les moments à la base de la structure.

$$V_{x \text{ dyn}} = 1988.66 \text{KN} > 80\% V_x = 1976.83 \text{KN} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 2061.51 \text{KN} > 80\% V_y = 1976.83 \text{KN} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

**Excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu’à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d’autre du centre de torsion)
- Excentricité théorique résultant des plans.

**a)-Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :  $e_x = 0.05 \times 28.6 = 1.43$

$e_y = 0.05 \times 16.8 = 0.84$

**b)-Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle		obs	
	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$	$e_x$	$e_y$	$e_x$	$e_y$
S/sol1	14.12	5.7	14.11	8.22	0.07	2.52	1.43	0.84	obs	N obs
S/sol2	14.12	7.61	14.10	7.93	0.02	0.32	1.43	0.84	obs	obs
RDC	14.13	7.89	14.11	7.86	0.02	0.03	1.43	0.84	obs	obs
ET1	14.13	7.89	14.11	7.83	0.02	0.06	1.43	0.84	obs	obs
ET2	14.13	7.89	14.11	7.81	0.02	0.08	1.43	0.84	obs	obs
ET3	14.13	7.89	14.11	7.8	0.02	0.09	1.43	0.84	obs	obs
ET4	14.13	7.89	14.11	7.81	0.02	0.08	1.43	0.84	obs	obs
ET5	14.13	7.9	14.12	7.82	0.01	0.08	1.43	0.84	obs	obs
P sous toiture	14.12	7.89	14.10	7.86	0.02	0.03	1.43	0.84	obs	obs

**Tableau IV-3 : Vérification de l’excentricité.**

**IV-7 : Vérification de l’effort normal réduit:** Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (RPA99/2003 Art 7.4.3)}$$

Zone	$N_d$	B(cm)	A(cm)	$F_{c28}$ (Mpa)	$v$	obs
I	1383.69	40	40	25	0.35	Obs
II	1145.62	35	35	25	0.37	Obs
III	378.7	30	30	25	0.17	Obs

**Tableau IV-4 : Vérification de l’effort normal réduit.**

**Remarque :**

L'effort normal réduit n'est pas vérifié donc on augmente la section des poteaux.

Zone	Nd	B(cm)	A(cm)	F <sub>c28</sub> (Mpa)	v	obs
I	1454.55	45	45	25	0.29	Obs
II	1204.85	40	40	25	0.3	Obs
III	386.83	35	35	25	0.13	Obs

**IV-8: Vérification des déplacements latéraux inter-étages :** L'une des vérifications préconisées par le RPA99/2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article du RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessaire être vérifiée.

$$\Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \text{ et } \Delta_{ky} \leq \bar{\Delta}_k \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 5.10)}$$

$$\Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \text{ et } \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1} \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 4.43)}$$

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 4.43)}$$

$$\bar{\Delta}_k = 1h/00$$

Avec :

$\delta_{ex}^k$  = déplacement absolu selon x (déterminer de l'ETABS sous la combinaison accidentelle)

$\delta_{ey}^k$  = déplacement absolu selon y (déterminer de l'ETABS sous la combinaison accidentelle)

R= coefficient de comportement de la structure.

$\Delta_{kx}$  = déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

$\Delta_{ky}$  = déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}_k$  = le déplacement relatif admissible du niveau k.

Déplacements inter-étage sont résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Sens x-x : (U1)					Sens y-y : (U2)				
	$\delta_{ek}$ [cm]	R	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_k$ [cm]	$\bar{\Delta}_k$ [cm]	$\delta_{ek}$ [cm]	R	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_k$ [cm]	$\bar{\Delta}_k$ [cm]
NIV10	1.9	3.5	6.65	0.35	3.00	2.02	3.5	7.07	0.07	3.00
NIV 9	1.8	3.5	6.3	0.7	3.06	2	3.5	7	1.05	3.06
NIV 8	1.6	3.5	5.6	0.7	3.06	1.7	3.5	5.95	0.7	3.06
NIV 7	1.4	3.5	4.9	1.05	3.06	1.5	3.5	5.25	1.05	3.06
NIV 6	1.1	3.5	3.85	1.05	3.06	1.2	3.5	4.2	1.05	3.06
NIV 5	0.8	3.5	2.8	0.7	3.06	0.9	3.5	3.15	1.05	3.06
NIV 4	0.6	3.5	2.1	1.05	3.06	0.6	3.5	2.1	1.05	3.06
NIV 3	0.3	3.5	1.05	0.73	3.06	0.3	3.5	1.05	0.7	3.06
NIV 2	0.09	3.5	0.32	0.32	3.06	0.1	3.5	0.35	0.35	3.06
NIV 1	0	3.5	0	0	4.08	0	3.5	0	0	4.08

**Tableau IV-5 : Déplacements relatifs dans les deux Sens.**

**IV-9 : Déplacements maximaux** : On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,02 \text{ m} < f = 31,56/500 = 0,063 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\delta_{\max} = 0,02 \text{ m} < f = 31,56/500 = 0,063 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

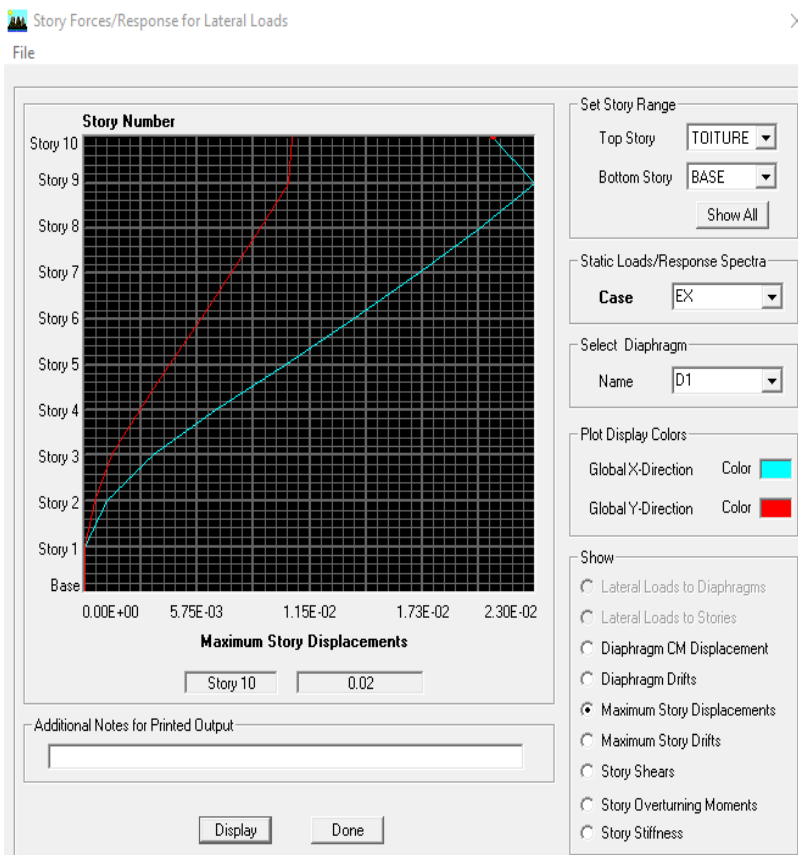


Figure IV-23 : Déplacements maximales suivant EX.

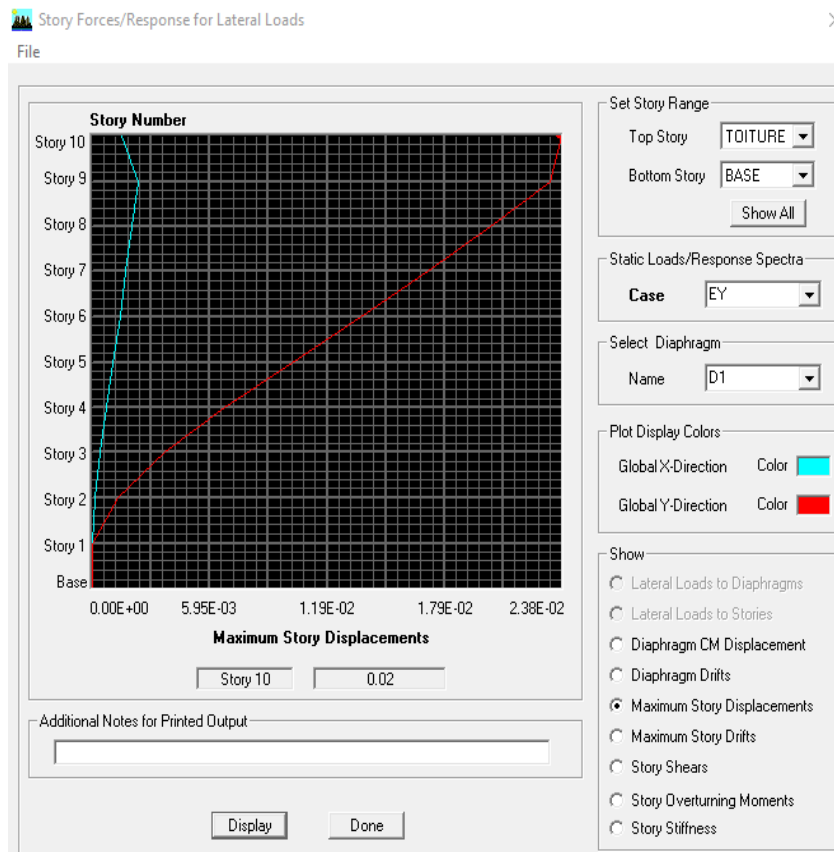


Figure IV-24 : Déplacements maximales suivant EY.

#### IV-10 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales.

Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Le RPA99/2003 préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, Si :

- $\theta_k \leq 0,10$  ; les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$  ; il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1-\theta_k}$

- $\theta_k \geq 0,20$  ; La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \times H_k} \quad \text{(RPA99 / Version 2003, Art 5.9)}$$

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'.

Niv	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		$\Delta_k(m)$	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	$\theta_x$	$\Delta_k(m)$	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	$\theta_y$
10	1122.23	0.0035	234.57	3.93	0.02	0.0007	156.57	0.79	0.005
9	3903.48	0.007	1645.97	27.32	0.02	0.0105	1738.02	40.99	0.024
8	7652.30	0.007	2904.22	53.57	0.02	0.007	3049.84	53.57	0.018
7	11401.12	0.0105	3932.16	119.71	0.03	0.0105	4074.21	119.71	0.03
6	15276.17	0.0105	4776.11	160.4	0.03	0.0105	4940.98	160.4	0.03
5	19151.21	0.007	5476.91	134.06	0.02	0.0105	5638.20	201.09	0.04
4	23026.26	0.0105	6009.96	241.76	0.04	0.0105	6172.57	241.78	0.04
3	26901.31	0.0073	6372.54	196.38	0.03	0.007	6561.89	188.31	0.03
2	30784.72	0.0032	6546.84	98.51	0.02	0.0035	6743.23	107.75	0.02
1	32881.53	0	4654.38	0	0	0	3380.77	0	0

Tableau IV-6 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

On constate que :

$\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieure à 0.1 donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**IV-11 : Vérification au renversement :** Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$M_s \geq 1,5 M_r$  ( RPA99 / Version 2003, Art. 4.4.1)

$M_r$  : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

$M_s$  : Moment stabilisant ( $M_s = W \frac{L}{2}$ )

W : Poids total du bâtiment.

**Moment stabilisant dans le sens X-X :**

$M_{sx} = 940411.76$  KN.m

**Moment stabilisant dans le sens Y-Y :**

$M_{sy} = 552409.7$  KN.m

**Moment renversant dans le sens X-X :**

$M_{rx} = 36529.09$  KN.m

**Moment renversant dans le sens Y-Y :**

$M_{ry} = 37626.21$  KN.m

$M_{sx}=940411.76 \text{ KN.m} > 1,5 \times M_{rx}=54793.64 \text{ KN.m}$  .....**Condition vérifiée.**

$M_{sy}=552409.7 \text{ KN.m} > 1,5 \times M_{ry}=56439.32 \text{ KN.m}$ .....**Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit.
- condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3<sup>ème</sup> mode.
- condition du pourcentage de participation de la masse modale.
- condition de l'effort tranchant à la base.
- condition des déplacements relatifs.
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- vérification au reversement.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

# Chapitre V :

## Ferraillage des éléments principaux



**V-1 : Ferrailage des poutres :****V-1-1 : Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion, et des efforts tranchants, elles seront alors étudiées en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par ETABS qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91/99 :

**V-1-2 : Recommandation du RPA 99/version 2003 :**❖ **Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**➤ **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) \text{ en toute section}$$

- **Poutres principales de (30x40) :**  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires de (30x35) :**  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$
- **Les fermes et les pannes de (25x30) :**  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- **Poutres principales de (30x40) :**  
**Zone courante :**  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$   
**Zone de recouvrement :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires de (30x35) :**  
**Zone courante :**  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$   
**Zone de recouvrement :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$  (zone IIa).
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ **Armatures transversales :**

- La quantité d'armature transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale : (En zone de recouvrement) :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø: Le plus petit diamètre utilise pour les armatures longitudinales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V-1-3 : Étape de calcul des armatures longitudinales :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

- $A_{st}$  : Section d'acier inférieure tendue
- $A_{sc}$  : Section d'acier supérieure la plus comprimée
- $M_u$  : Moment de flexion
- $h$  : Hauteur de la section du béton
- $b$  : Largeur de la section du béton
- $d$  : Hauteur utile  $d = h - c$
- $c, c'$  : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

**Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Situations durables (1.35G+1.5Q) dans ce cas :**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **Situation accidentelles (G+Q±E) dans ce cas :**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.73 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$  Si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$  Si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée ( $A_{sc} = 0$ ) :**

Si  $\mu < \mu_l = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

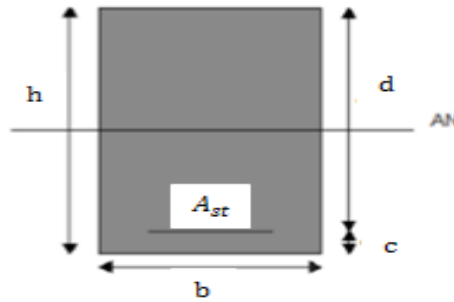


Figure V-1-1 : section simplement armée

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée ( $A_{sc} \neq 0$ ) :**

Si  $\mu > \mu_l = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$$

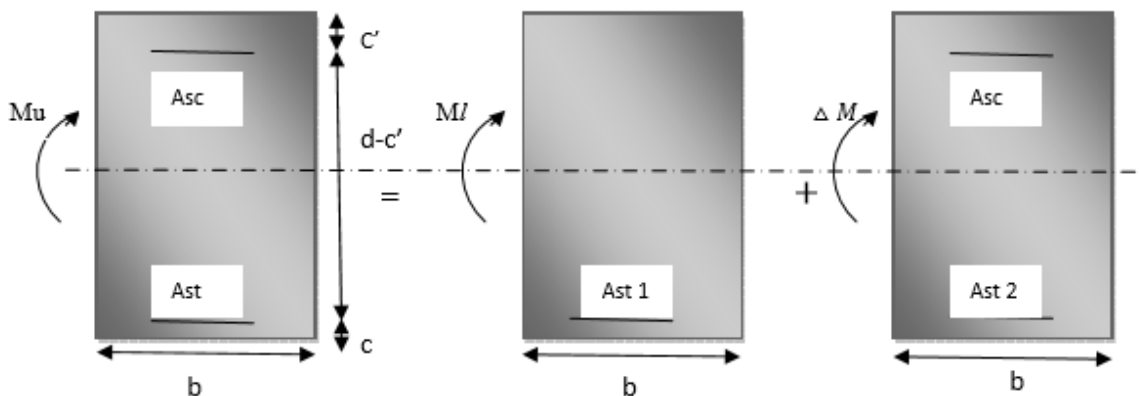


Figure V-1-2 : Section doublement armée

Après avoir extraire les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

**Remarque :** Le ferraillage se fait par zones tel que :

**Zone I :** S sol1 et 2

**Zone II :** RDC, 1, 2,3

**Zone III :** 4,5, plancher sous toiture.

**1- Les poutres principales :**

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.96 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0.075 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow$$

$$\beta = 0.960 \quad A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44.96 \times 10^3}{0.960 \times 37.5 \times 348} = 3.59 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	$M_u^{\max}$ KN. m	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	Choix des barres	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>
4 et 5 T	59.41	0.1	SSA	0.947	4.81	3HA 16	6.03	6
RDC 1,2,3	61.8	0.103	SSA	0.945	5.01	3HA 16	6.03	6
S-sol 1,2	44.96	0.075	SSA	0.960	3.59	3HA 16	6.03	6

Tableau V-1-3 : ferraillage des poutres principales en travée.

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{89.9 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 21.73} = 0.098 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{89.9 \times 10^3}{0.948 \times 37.5 \times 400} = 6.32 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	$M_u^{\max}$ (KN. m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>
4 et 5 T	66.16	0.072	SSA	0.963	4.58	3HA16+3HA12	9.42	6
RDC, 1, 2,3	90.7	0.098	SSA	0.948	6.38	3HA16+3HA12	9.42	6
S-sol 1 et 2	89.9	0.098	SSA	0.948	6.32	3HA16+3HA12	9.42	6

Tableau V-1-4 : ferraillage des poutres principales aux appuis

## 2- Les poutres secondaires :

- En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.89 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{46.89 \times 10^3}{0.945 \times 32.5 \times 348} = 4.39 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 21.73} = 0.091 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{63 \times 10^3}{0.952 \times 32.5 \times 400} = 5.1 \text{ cm}^2$$

**2-a : Les poutres secondaires loin des voiles :**

- En travée :

Niveau	$M_u^{\max}$ (KN. m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>
4 et 5	46.89	0.104	SSA	0.945	4.39	3HA16	6.03	5.25
RDC, 1, 2,3	51.78	0.115	SSA	0.938	4.88	3HA16	6.03	5.25
S-sol 1 et 2	52.4	0.116	SSA	0.938	4.94	3HA16	6.03	5.25

Tableau V-1-5: ferraillage des poutres secondaires loin des voiles en travée.

- Aux appuis :

Niveau	$M_u^{\max}$ (KN. m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>
4 et 5	63	0.091	SSA	0.952	5.1	3HA16	6.03	5.25
RDC, 1, 2,3	66.1	0.095	SSA	0.949	5.36	3HA16	6.03	5.25
S-sol 1 et 2	59.62	0.086	SSA	0.955	4.8	3HA16	6.03	5.25

Tableau V-1-6 : ferraillage des poutres secondaires loin des voiles aux appuis.

**2-b : Les poutres secondaires solidaires des voiles :**

- En travée :

Niveau	$M_u^{\max}$ (KN. m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>
4 et 5	83.27	0.185	SSA	0.896	8.22	3HA16+3HA12	9.42	5.25
RDC, 1, 2,3	60.25	0.134	SSA	0.928	5.74	3HA16+3HA12	9.42	5.25
S-sol 1 et 2	87.91	0.195	SSA	0.890	8.73	3HA16+3HA12	9.42	5.25

Tableau V-1-7 : ferraillage des poutres secondaires solidaires des voiles en travée.

• Aux appuis :

Niveau	$M_u^{\max}$ (KN. m)	$\mu$	Obs	B	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix des barres	$A_{adp}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ $cm^2$
4 et 5	84.55	0.122	SSA	0.935	6.96	3HA16+3HA12	9.42	5.25
RDC, 1, 2,3	80.44	0.117	SSA	0.938	6.6	3HA16+3HA12	9.42	5.25
S-sol 1 et 2	88.39	0.128	SSA	0.931	7.30	3HA16+3HA12	9.42	5.25

Tableau V-1-8: ferraillage des poutres secondaires solidaires des voiles aux appuis.

3- Fermes :

Niveau	$M_u^{\max}$ (KN. m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix des barres	$A_{adp}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ $cm^2$
Travée	14.29	0.053	SSA	0.972	1.55	3HA14	4.62	3.75
Appuis	20.05	0.048	SSA	0.975	1.87	3HA14	4.62	3.75

Tableau V-1-9 : ferraillage des fermes.

4- Pannes :

Niveau	$M_u^{\max}$ (KN. m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix des barres	$A_{adp}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ $cm^2$
Travée	17.66	0.065	SSA	0.966	1.91	3HA14	4.62	3.75
Appuis	21.91	0.053	SSA	0.972	2.05	3HA14	4.62	3.75

Tableau V-1-10 : ferraillage des pannes.

V-1-4 : Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité [Art A.4.2.1/BEAL91]

$$A_{st}^{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- Poutre principale :  $A_{st}^{\min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{adp} > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Poutre secondaire :  $A_{st}^{\min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{adp} > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Ferme et panne :  $A_{st}^{min} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{adp} > A_{min} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- Vérification de contrainte de cisaillement [Art A.5.1/ BEAL91] :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :  $T_u^{max} =$  Effort tranchant max à l'ELU et :  $\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) =$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

- Poutre principale :  $T_u^{max} = 100.03 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{100.03 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.89 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- Poutre secondaire :  $T_u^{max} = 217.36 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{217.36 \times 10^3}{300 \times 325} = 2.23 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- Ferme et panne :  $T_u^{max} = 27.18 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{27.18 \times 10^3}{250 \times 275} = 0.39 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant :

- Sur le béton [Art A.5.1.313/BEAL91 modifiée 99] :

On se doit de vérifier la relation suivante :

$$T_u^{max} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutre principale :  $T_u^{max} = 100.03 \text{ KN}$

$$T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 300 \times 375 \times 25}{1.5} = 675 \text{ KN}$$

$T_u^{max} = 100.03 \text{ KN} < T_u = 675 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

- Poutre secondaire :  $T_u^{max} = 217.36 \text{ KN}$

$$T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 300 \times 325 \times 25}{1.5} = 585 \text{ KN}$$

$T_u^{max} = 217.36 \text{ KN} < T_u = 585 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

- **Sur les aciers [Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99]**

On se doit de vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

Si :  $\left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

- **Pour les poutres principales :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 100.03 - \frac{90.7}{0.9 \times 0.375} = -168.71 < 0$$

- **Pour les poutres secondaires :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 217.36 - \frac{129}{0.9 \times 0.325} = -223.67 < 0$$

$\Rightarrow$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL 91 modifiée 99 [Art A.6.1.3] :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\tau_{se,u} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$  : Coefficient de scellement HA

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

- **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3.14 \times 1.6) = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{100.03 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 150.7} = 1.97 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.97 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Poutres secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{217.26 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 282.6} = 2.63 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2.63 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Ancrage des armatures [Art 6.1.22/BAEL 91 modifiée 99] :**

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

Avec :  $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\emptyset_{16} \Rightarrow L_s = 56.43$  cm
- Pour les  $\emptyset_{14} \Rightarrow L_s = 49.38$  cm
- Pour les  $\emptyset_{12} \Rightarrow L_s = 42.32$  cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à  $0.4 L_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\emptyset_{16} \Rightarrow L_c = 22.57$  cm
- Pour les  $\emptyset_{14} \Rightarrow L_c = 19.75$  cm
- Pour les  $\emptyset_{12} \Rightarrow L_c = 16.93$  cm

➤ **Armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\} \leq \min \{1; 1.4; 3\} = 1 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99] :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset \right\}$$

- Poutre principale (30x40)  $\Rightarrow S_t = 10$  cm
- Poutre secondaire (30x35)  $\Rightarrow S_t = 8.75$  cm
- Ferme et panne (25x30)  $\Rightarrow S_t = 7$  cm

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principale (30x40)  $\Rightarrow S_t = 15$  cm
- Poutre secondaire (30x35)  $\Rightarrow S_t = 15$  cm
- Ferme et panne (25x30)  $\Rightarrow S_t = 15$  cm

➤ **Délimitation de zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

- Poutre principale (30x40)  $\Rightarrow L' = 2 \times 40 = 80$  cm
- Poutre secondaire (30x35)  $\Rightarrow L' = 2 \times 35 = 70$  cm
- Ferme et panne (25x30)  $\Rightarrow L' = 2 \times 30 = 60$  cm

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-4 : Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton : [Art. A.4.5,2/BAEL91 modifiée 99] :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{bc}$ .

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

**Poutre principale :**

➤ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 9.42}{30 \times 37.5} = 0.84 \Rightarrow \beta_1 = 0.87 \Rightarrow \alpha = 0.35 \Rightarrow K = 0.04$$

$$M_a = 50.36 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{50.36 \times 10^6}{0.87 \times 375 \times 9.42 \times 10^2} = 163.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.04 \times 163.86 = 6.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 37.5} = 0.54 \Rightarrow \beta_1 = 0.89 \Rightarrow \alpha = 0.28 \Rightarrow K = 0.026$$

$$M_t = 32.3 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{32.38 \times 10^6}{0.89 \times 375 \times 6.03 \times 10^2} = 160.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.026 \times 160.89 = 4.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		Ms	As	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	Obs
PP	Travée	32.3	2.54	6.03	0.54	0.89	0.026	4.18	15	160.89	348	Cv
	Appui	50.36	3.45	9.42	0.84	0.87	0.04	6.55	15	163.86	400	Cv
PS	Travée	24.63	2.24	9.42	0.97	0.862	0.036	3.36	15	93.33	348	Cv
	Appui	42.19	3.35	9.42	0.97	0.862	0.036	5.76	15	159.87	400	Cv
Ferme	Travée	5.15	0.54	4.62	0.67	0.88	0.029	1.34	15	46.06	348	Cv
	Appui	10.03	0.92	4.62	0.67	0.88	0.029	2.6	15	89.71	400	Cv
Panne	Travée	7.56	0.8	4.62	0.67	0.88	0.029	1.96	15	67.62	348	Cv
	Appui	10.39	0.96	4.62	0.67	0.88	0.029	2.69	15	92.93	400	Cv

Tableau V-1-11 : Vérification des contraintes à l'ELS pour toutes les poutres

➤ **État limite de déformation (la flèche) BAEL91 modifié99 [Art B.6,5]**

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

**a) Valeurs limites de la flèche :**

Pour  $L \leq 5 \text{ m}$   $\bar{f} = \frac{L}{500}$ ,  $L$  : La portée mesurée entre nus du poteau.

**Poutres principales :**  $\bar{f} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$

**Poutres secondaires :**  $\bar{f} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm}$

**b) Vérification à 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

✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_u}{M_s}$

✓  $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

• **Poutres principales :**

$\frac{h}{l} = \frac{40}{470} = 0.085 > \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow$  Condition vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{40}{470} = 0.085 < \frac{1}{10} \times \frac{90.7}{50.36} = 0.18 \Rightarrow$  Condition non vérifiée

$\frac{9.42 \times 10^2}{300 \times 375} = 0.0084 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$  Condition vérifiée

• **Poutres secondaires :**

$\frac{h}{l} = \frac{35}{405} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow$  Condition vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{35}{405} = 0.086 < \frac{1}{10} \times \frac{88.39}{42.19} = 0.21 \Rightarrow$  Condition non vérifiée

$\frac{9.42 \times 10^2}{300 \times 325} = 0.0097 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$  Condition vérifiée

• **Ferme :**

$\frac{h}{l} = \frac{30}{382} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow$  Condition vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{30}{382} = 0.078 < \frac{1}{10} \times \frac{20.05}{10.03} = 0.2 \Rightarrow$  Condition non vérifiée

$\frac{4.62 \times 10^2}{250 \times 275} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$  Condition vérifiée

• **Panne :**

$\frac{h}{l} = \frac{30}{470} = 0.064 > \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow$  Condition vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{30}{470} = 0.064 < \frac{1}{10} \times \frac{21.91}{10.39} = 0.21 \Rightarrow$  Condition non vérifiée

$\frac{4.62 \times 10^2}{250 \times 275} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

- $E_v$  : Module de déformation différé.

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

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

- $I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogénéisé (n=15) par rapport au centre de gravité de la section (CDG)

**Calcul de  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 \left[ A_{st} \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 + A_{sc} \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 \left[ A_{st} \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 187700.31 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

- $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\rho = \frac{A_{st}}{b d} = \frac{6.03}{30 \times 37.5} = 0.005$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.005} = 1.68$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \text{ (Voir l'état limite de résistance du béton à la compression)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 160.89 + 2.1} = 0.31$$

$$D'où : I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 187700.31}{1 + 1.68 \times 0.31} = 135764.3 \text{ cm}^4$$

**D'où la flèche :**

$$f = \frac{32.3 \times 10^5 \times 470^2}{10 \times 10818.9 \times 10^5 \times 135764.3} = 0.0005 \text{ cm} < 0.94 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_s$ (KN.m)	L (cm)	$E_v$ (Mpa)	h (cm)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\rho$	$\lambda$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_v$ (mm)	$f_{ad}$ (mm)
PP	32.3	470	10818.9	40	6.03	160.89	0.005	1.68	0.31	187700.31	135764.3	0.005	9.4
PS	24.63	405	10818.9	35	9.42	93.33	0.01	0.84	0.37	138980	71079.6	0.005	8.1
Ferme	5.15	382	10818.9	30	4.62	46.06	0.007	1.2	-0.08	67078.13	81621.62	0.001	7.64
Panne	7.56	470	10818.9	30	4.62	67.62	0.007	1.25	0.06	67078.13	68638.09	0.002	9.4

Tableau V-1-12 : Calcul de la flèche pour toutes les poutres

Schéma de ferrailage des poutres :

Poutres principales :(30x40)

✓ En travée

- Armatures longitudinales : 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

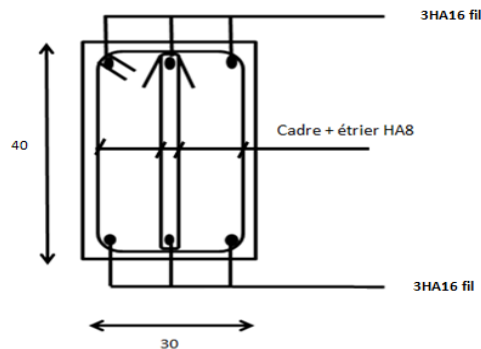


Figure V-I-3 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

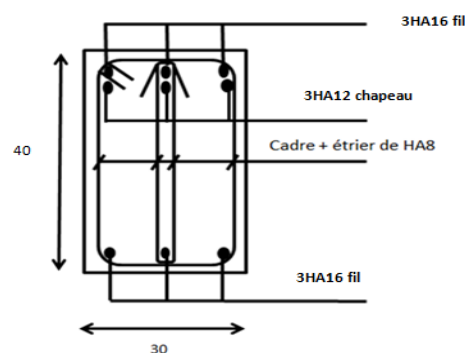
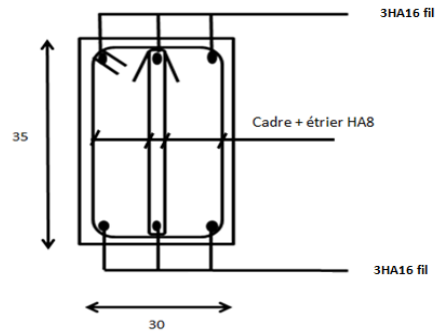


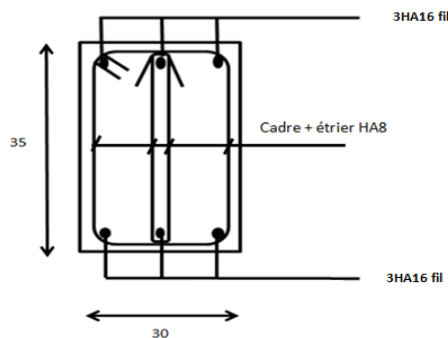
Figure V-I-4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

**Poutres secondaires loin des voiles :(30x35)**✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

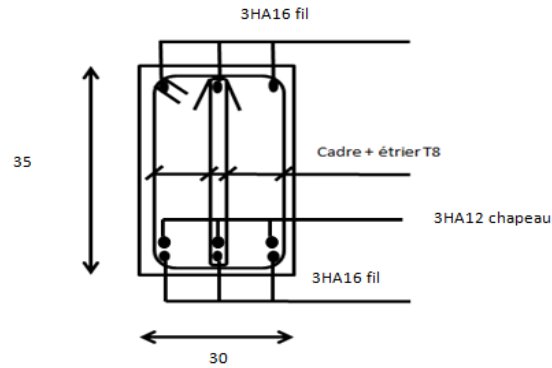
**Figure V-I-5 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire loin des voiles.**✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Figure V-I-6 : Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire loin des voiles.**

**Poutres secondaires solidaires des voiles :(30x35)**✓ **En travée :**

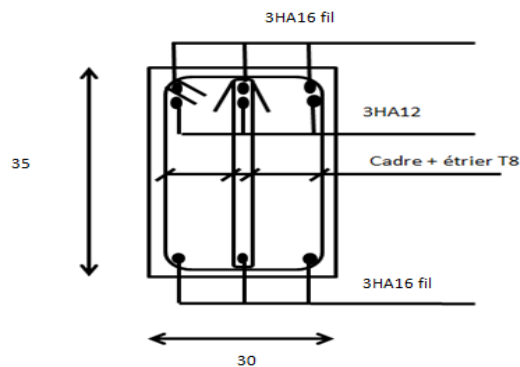
- Armatures longitudinales : 3HA16+3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



**Figure V-I-7: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire solidaire des voiles.**

✓ **Sur appuis :**

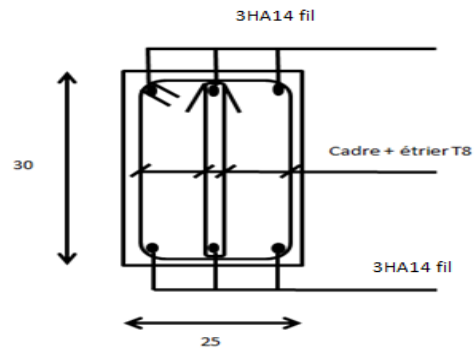
- Armatures longitudinales : 3HA16+3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



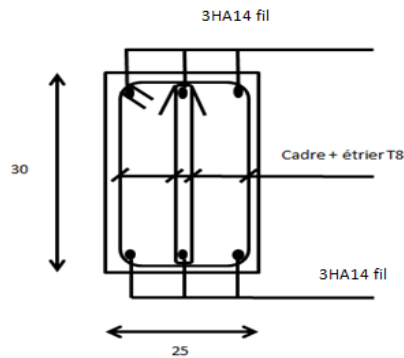
**Figure V-I-8 : Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire solidaire des voiles.**

**Fermes :(25x30)**✓ **En travée**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

**Figure V-I-9 : Ferrailage en travée des fermes.**✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Figure V-I-10 : Ferrailage sur appuis des fermes.**

Pannes :(25x30)

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

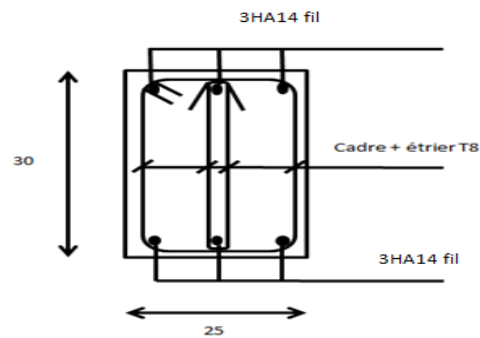


Figure V-I-11 : Ferrailage en travée des pannes.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

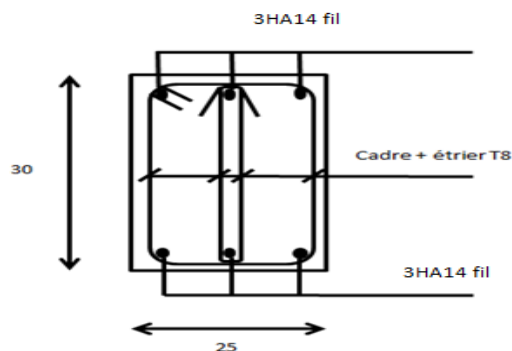


Figure V-I-12 : Ferrailage sur appuis des pannes.

**V-2 : Ferrailage des poteaux :****V-2-1 : Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1.35G + 1.5Q \Rightarrow$  ELU
- $G + Q \Rightarrow$  ELS
- $G + Q \mp E \Rightarrow$  RPA99 version 2003
- $0.8G \mp E \Rightarrow$  RPA99 version 2003

➤ **Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :**

Situation	$F_e$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$F_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	1	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	0.85	21.74	400

**Tableau V-2-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.**

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**V-2-2 : Recommandation du RPA99/version 2003****a - Armatures longitudinales : (RPA99/version 2003 : Art 7.4.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 $\varnothing$  (Zone IIa)**
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm (Zone IIa)**
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques)

➤ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage **minimal** d'acier dans notre cas est de **0.8% (b x h)** de la section du béton **(Zone IIa)**

**Poteaux (45x45) :**  $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

**Poteaux (40x40) :**  $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

**Poteaux (35x35) :**  $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage **maximal** d'acier est de **4%** en **zone courante** et **6%** en **zone de recouvrement**.

• **Zone courante :**

**Poteaux (45x45) :**  $A_{\min} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

**Poteaux (40x40) :**  $A_{\min} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

**Poteaux (35x35) :**  $A_{\min} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

• **Zone de recouvrement :**

**Poteaux (45x45) :**  $A_{\min} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

**Poteaux (40x40) :**  $A_{\min} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

**Poteaux (35x35) :**  $A_{\min} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

**b – Armatures transversales : (RPA 99/version 2003 : Art 7.4.2.2)**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant du calcul.

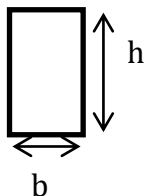
$h_t$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales ;  $f_e = 400 [\text{MPa}]$

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élançement géométrique du poteau } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique du poteau } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Avec :  $\lambda_g = \frac{l_f}{h}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$



Avec « b et h » représente les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(10\phi, 15\text{cm}) \text{ en zone nodal (IIa)} \\ S_t \leq 15\phi \text{ en zone courante (IIa)} \end{cases}$$

Avec  $\phi$ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  En % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_{\min} = 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \text{ Interpolation entre les valeurs limite du poteau.} \end{cases}$$

➤ **Calcul d'élanement géométrique :**

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètres suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi$  minimum.

**V-2-3 : Calcul du ferrailage à l'ELU :**

➤ **Etapas de calcul en flexion composée à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

**Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

• **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec :  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures (armature fictif)

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

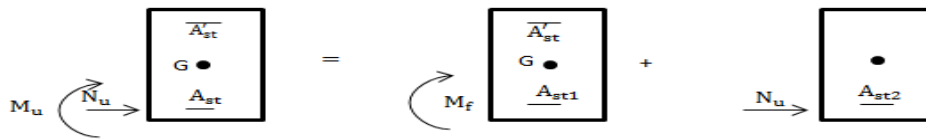


Figure V-2-1 : Schéma de calcul en flexion composée.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

➤ Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

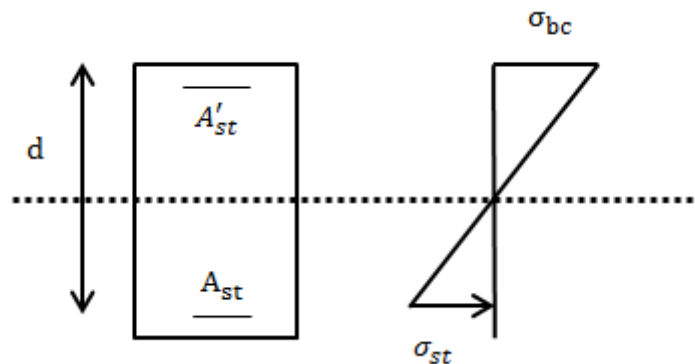
$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  Si l'effort est négatif.

Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max \left( \frac{bh}{100}, 0.23bh, \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$

➤ Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA)

On calcul  $M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$



Avec  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_{st} = A'$  ;  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

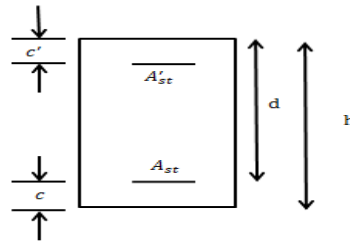
La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possibles de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

**1<sup>er</sup> cas : section simplement armée (SSA) :**

➤ Si :  $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc} \Rightarrow A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$



Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100\Psi bhf_{bc}}{100 \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

Avec :  $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$

**2<sup>eme</sup> cas : Section doublement armée (SDA)**

➤ Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$

Les sections d'armature sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

**Remarque :**

➤ Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier

**Note :**

Le ferraillage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux.

**Zone I :** sous-sol 1et2 ..... Section (45 x 45)

**Zone II :** du RDC au 3<sup>ème</sup> étage. .... Section (40 x 40)

**Zone III :** du 4<sup>ème</sup> à la charpente ..... Section (35 x 35)

**V-2-4 : Calcul à l'ELU et au Séisme :**➤ **Poteaux (45X45) à l'ELU :**▪ **Calcul de centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{37.57}{1621.66} = 0.02 \text{ m} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{0.45}{2} - 0.02\right) = 0.21 \text{ m} \dots\dots\dots \text{SEC}$$

▪ **Vérification de l'inégalité suivante :**

$$N_u = 1621.66 \text{ KN}$$

$$M_u = 37.57 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$\text{Avec } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 37.57 + 1621.66 \left(\frac{0.45}{2} - 0.02\right) = 370.01 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$\rightarrow 1621.66(0.43 - 0.02) - 370.01 < \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.45}\right) 0.40 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$294.87 < 346.21 \rightarrow \text{SEC}$$

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{370.01 \times 10^3}{40 \times 43^2 \times 14.2} = 0.35 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.774$$

$$N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$1621.66(0.43 - 0.02) - 370.01 < \left(0.5 - \frac{0.02}{0.45}\right) 0.40 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$294.87 < 523.98$$

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; \quad A_{st} = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{1621.66(0.43-0.02) - 100 \times 37.57}{100 \times 0.40 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.45}} = 0.41$$

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} = \frac{1621.66 - 100 \times 0.41 \times 0.40 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = 0 \text{ cm}^2$$

**V-2-5 : Ferrailage des poteaux :**a. **Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après**

Section	Sollicitation	Combinaison	$N_u$ (KN)	$M_u$ (KN.m)	$e = M_u/N_u$ (m)	$\frac{h}{2} - c$ (m)	OBS	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (45x45)</b>	$N_{max}$ - $M_{cor}$	GQEY MIN	1621.66	37.57	0.02	0.205	SEC	0	0
	$N_{min}$ - $M_{cor}$	08GEY MAX	1057.15	2.1	0.002	0.205	SEC	0	0
	$M_{max}$ - $N_{cor}$	GQEY MAX	1004.26	54.96	0.05	0.205	SEC	0	0
<b>Zone II (40x40)</b>	$N_{max}$ - $M_{cor}$	ELU	1240.23	19.08	0.02	0.18	SEC	0	0
	$N_{min}$ - $M_{cor}$	08GEY MAX	484.23	1.85	0.004	0.18	SEC	0	0
	$M_{max}$ - $N_{cor}$	GQEY MIN	316.47	93.67	0.3	0.18	SPC	2.7	0
<b>Zone III (35x35)</b>	$N_{max}$ - $M_{cor}$	ELU	507.03	8.35	0.02	0.155	SEC	0	0
	$N_{min}$ - $M_{cor}$	GQEX MAX	136.6	9.16	0.07	0.155	SEC	0	0
	$M_{max}$ - $N_{cor}$	GQEY MIN	206.01	60.45	0.3	0.155	SPC	1.55	0

Tableau V-2-3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA99/version 2003 donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

**b. Ferrailage adopté :**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailages (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
(45X45)	16.2	4HA20+4HA16	20.6
(40X40)	12.8	4HA16+4HA14	14.19
(35X35)	9.8	4HA14+4HA12	10.67

**Tableau V-2-4 : Choix des armatures longitudinales.**

**V-2-6 : Vérification à l'ELU :**

- **Longueur de recouvrement :**

**Zone I :**  $L_r = 40\phi l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$        $L_r = 80 \text{ cm}$

**Zone II :**  $L_r = 40 \phi l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$        $L_r = 70 \text{ cm}$

**Zone III :**  $L_r = 40 \phi l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$        $L_r = 60 \text{ cm}$

- **Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003)**

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10cm

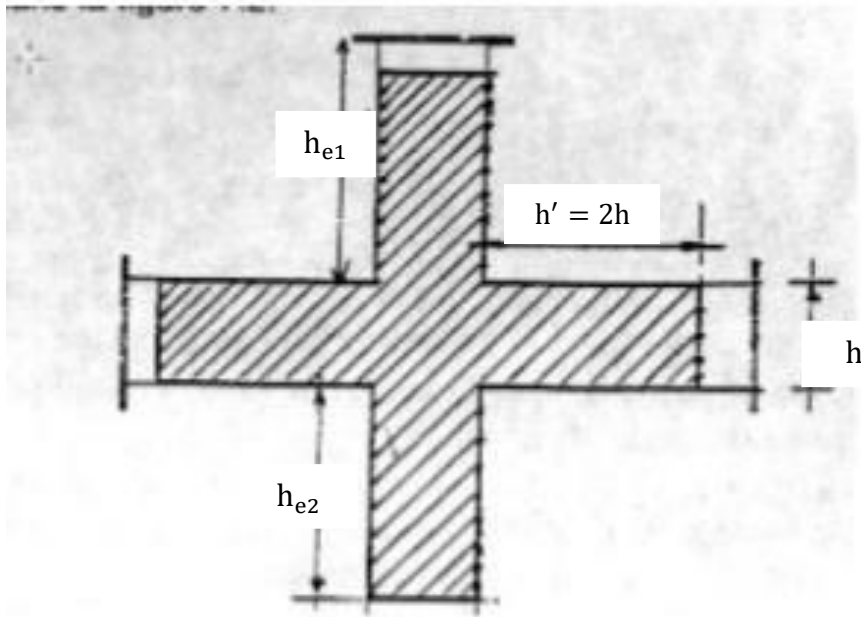
Au niveau des poutres  $h' = 2xh$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \max (368/6 ; 45 ; 45 ; 60)$$

Avec :  $b_1, h_1$  : dimensions du poteau

$h_e$  : Hauteur entre nœud des poutres

$h$  : Hauteur de la poutre



$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right)$$

Figure V-2-2 : zone nodale des poteaux

$$h_{e1} = 306 - 40 = 266$$

$$h_{e2} = 408 - 40 = 368$$

$$\frac{h_{e1}}{6} = \frac{266}{6} = 44.33$$

$$\frac{h_{e2}}{6} = \frac{368}{6} = 61.33$$

$$h'_1 = \max(44.33 ; 45 ; 45 ; 60)$$

$$h'_2 = \max(61.33 ; 45 ; 45 ; 60)$$

$$h' = 61.33 \text{ cm}$$

- Longueur d'ancrage : (BAEL91/modifier99 Article : A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\Psi = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{20 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 70.55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{16 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 42.33 \text{ cm}$$

- **L'espacement des armatures transversales : (RPA99/modifier 2003 : Art 7-4-2-2).**

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$

Espacement des armatures selon le RPA/version 2003 :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\{10 \phi_{L_{\min}}, 15\text{cm}\} = \min\{10 \times 1.2; 15\text{cm}\} = 12\text{cm} \quad S_t = 10\text{cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \times \phi_{L_{\min}} = 15 \times 1.2 = 18\text{ cm} \quad S_t = 15\text{cm}$$

- **L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :**

$$l_0 = 3.68\text{ m} \quad \text{Pour le s-sol1} \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.68 = 2.58\text{ m}$$

$$l_0 = 2.66\text{ m} \quad \text{Pour s-sol2, RDC et les étages courants} \Rightarrow l_f = 0.7 \times 2.66 = 1.86\text{ m}$$

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3% b x st

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8% bst

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

- **Calcul de l'élancement  $\lambda_g$  et  $A_{t_{\min}}$  :**

**Poteau (45 x 45) :**

$$\text{Sous-sol 1: } \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 368}{45} = 5.72 \Rightarrow \lambda_g > 5 : A_{t_{\min}} = 0.3\% b \times st$$

$$\text{Dans la zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35\text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.03\text{ cm}^2$$

**Sous-sol2:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 266}{45} = 4.14 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

$$\text{d'où } A_t^{\min} = 0.4125 \% St \times b$$

$$\text{Dans la zone nodale : } A_t^{\min} = 0.004125 \times 45 \times 10 = 1.86\text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } A_t^{\min} = 0.004125 \times 45 \times 15 = 2.78\text{ cm}^2$$

**Poteau (40x40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 266}{40} = 4.66 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

$$\text{D'où } A_t^{\min} = 0.4125 \% St \times b$$

$$\text{Dans la zone nodale : } A_t^{\min} = 0.004125 \times 40 \times 10 = 1.65\text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } A_t^{\min} = 0.004125 \times 40 \times 15 = 2.48\text{ cm}^2$$

**Poteau (35 x35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 266}{35} = 5.32 > 5 \quad \text{D'où } A_t^{\min} = 0.3 \% St \times b$$

$$\text{Dans la zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05\text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.58\text{ cm}^2$$

Section	Effort tranchant	L'élançement géométrique du poteau $\lambda_g$	Coefficient correcteur $\rho_1$	At zone nodale	At zone courante	At <sub>min</sub> zone nodale	At <sub>min</sub> zone courante
45x45	12.47	5.72	2.5	0.017	0.01	1.35	2.03
	33.19	4.14	3.75	0.007	0.005	1.86	2.78
40x40	62.4	4.66	3.75	0.15	0.1	1.65	2.48
35x35	51.41	5.32	2.5	0.09	0.06	1.05	1.58

Tableau V-2-6 : Quantité d'armature.

D'après le tableau ci-dessus,  $A_{tmin} > A_t \Rightarrow$  les armatures transversales des poteaux (De la zone III) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : ( $4\emptyset 8 = 2.01\text{cm}^2$ ) ; et les poteaux (de zone I et II) seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : ( $4\emptyset 10 = 3.14\text{cm}^2$ ) dans la zone courante. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite minimum  $10\emptyset_{tmin} = 8\text{cm}$ .

**Conclusion :**

Zones	Niveaux	Sections( $\text{cm}^2$ )	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zone I	s-sol 1 et 2	45x45	4HA20+4HA16	4HA10
Zone II	RDC au 3 <sup>ème</sup> étage	40x40	4HA16+4HA14	4HA10
Zone III	4 <sup>ème</sup> étage à la charpente	35x35	4HA14+4HA12	4HA8

Tableau V-2-7 : Ferraillage des poteaux adopté dans les deux sens.

- Vérification au cisaillement : (RPA99/version2003 : Art 7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} ; f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$T_u$  : Effort tranchant de la section étudiée

b : La largeur de la section étudiée

d : La hauteur utile ( $d = h - c$ )

**Calcul de la contrainte dans le béton :**

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075$

Si  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0.04$

- Poteaux (45x45) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{12.47 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.064 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.064 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{33.19 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.17 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Poteaux (40x40) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{62.4 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.41 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Poteaux (35x35) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{51.41 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.45 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

#### V-2-7 : Vérification à l'ELS :

##### a. Condition de non fragilité : (BAEL91/Modifiée99 Art A.4.2, 1)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 b \cdot d f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455Xd}{e_s - 0.185Xd} \right]$$

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN, m)	Combinaison	e =Ms/Ns (m)	h/6 (m)	Nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adapté</sub> (cm <sup>2</sup> )	OBS
<b>ZONE I(45x45)</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	1621.66	37.57	GQEY MIN	0.02	0.075	SEC	6.9	20.6	CV
	N <sub>min</sub> – M <sub>cor</sub>	1057.15	2.1	08GEY MAX	0.002	0.075	SEC	5.75		CV
	M <sub>max</sub> – N <sub>cor</sub>	1004.26	54.96	GQEY MAX	0.05	0.075	SEC	11.51		CV
<b>ZONE II (40x40)</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	1212.97	33.39	GQEX MIN	0.03	0.07	SEC	6.51	14.19	CV
	N <sub>min</sub> – M <sub>cor</sub>	484.23	1.85	08GEY MAX	0.004	0.07	SEC	4.66		CV
	M <sub>max</sub> – N <sub>cor</sub>	316.47	93.67	GQEY MIN	0.3	0.07	SPC	1.02		CV
<b>ZONE III (35x35)</b>	N <sub>max</sub> – M <sub>cor</sub>	388.34	17.71	GQEX MIN	0.05	0.058	SEC	12.63	10.67	CNV
	N <sub>min</sub> – M <sub>cor</sub>	136.6	9.16	GQEX MAX	0.07	0.058	SEC	12.48		CNV
	M <sub>max</sub> – N <sub>cor</sub>	205.01	60.45	GQEY MIN	0.3	0.058	SPC	0.88		CV

Tableau V-2-8 : Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens.

D'après les résultats trouvés sur les tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée pour les deux premières zones car  $A_{adoptée} > A_{min}$ , et non vérifiée pour la troisième zone donc on doit changer la section d'armature choisit à l'ELU.

**-Ferrailage adopté :**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailages (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
(45X45)	11.51	4HA20+4HA16	20.6
(40X40)	6.51	4HA16+4HA14	14.19
(35X35)	12.63	4HA16+4HA14	14.19

**Tableau V-2-9 : Choix des armatures longitudinales.**

**- État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la contrainte dans l'acier.

**- Vérification des contraintes :**

**- Etat limite de compression du béton : (Art A.4.5,2/BAEL91)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel SOCOTEC.

**Méthode manuelle :**

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ ..... la section est entièrement comprimée (SEC)

-L'aire de la section homogène totale :  $S = bh + 15 (A_s + A's)$

-La position du centre de gravité qui est situé à une distance XG au-dessus du CDG géométrique :

$$XG = \frac{A's(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A's)}$$

- L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + 15 [A's(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h - X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \rightarrow \quad \text{sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - XG)(\frac{h}{2} - XG)}{I} \rightarrow \text{sur la fibre inférieure}$$

**Enfin** : on vérifie :  $\text{Max}(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$  ..... la section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

$y_1$  La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6nAu \frac{l_c - c'}{b} + 6nAu \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6nAu \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nAu \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

-si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5\sqrt{\Delta - q}$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{4p^2}{3u}$

-si  $\Delta \leq 0$  l'équation admet trois racines

$y_2^1 = a \cos(\frac{\alpha}{3})$  ;  $y_2^2 = a \cos(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3})$  ;  $y_2^3 = a \cos(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3})$  Avec :  $\alpha = a \cos(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}})$  ;

$a = 2\sqrt[3]{\frac{-p}{3}}$  On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$  Donc  $y_1 = y_2 + l_c = \frac{by_1^3}{3} + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

### Exemple de calcul :

#### Poteaux 45X45 :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{37.57}{1621.66} = 0.02 < \frac{h}{6} = 0.075 \rightarrow \text{SEC}$$

$$S = 45 \times 45 + 15 (20.6 \times 2) = 2643 \text{ cm}^2$$

$$XG = \frac{20.6(22.5 - 43) - 20.6(43 - 22.5)}{2643} = -0.32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{45 \times 45^3}{12} + 45 \times 45 \times (-0.32)^2 + 15 [20.6(22.5 - 43 + 0.32)^2 + 20.6(43 - 22.5 + 0.32)^2] = 260326.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{1621.66 \times 10^3}{2643 \times 10^2} + \frac{1621.66 \times 10^3 (0.075 + 3.2)(225 + 3.2)}{260326.12 \times 10^4} = 7.54 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{1621.66 \times 10^3}{2643 \times 10^2} - \frac{1621.66 \times 10^3 (0.075 + 3.2)(225 + 3.2)}{260326.12 \times 10^4} = 4.73 \text{ MPa}$$

Les résultats de la vérification des contraintes dans le béton et les aciers sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e=Ms/Ns (m)	h/6 (m)	Nature	$\sigma_{bc}$		$\sigma_{st}$		$\sigma_{bc}$ adm	$\sigma_{st}$ adm	OBS
							sup	inf	sup	Inf			
ZONE I (45X45)	$N_{max} - M_{cor}$	1621.66	37.57	0.02	0.075	SEC	7.54	4.73	111.2	72.8	15	348	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	1057.15	2.1	0.002		SEC	4.08	3.92	61.1	58.9			CV
	$M_{max} - N_{cor}$	1004.26	54.96	0.05		SEC	5.86	1.74	85.1	28.9			CV
ZONE II (40X40)	$N_{max} - M_{cor}$	1212.97	33.39	0.03	0.07	SEC	7.89	4.09	115.5	64.2	15	348	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	484.23	1.85	0.004		SEC	2.5	2.29	37.3	34.4			CV
	$M_{max} - N_{cor}$	316.47	93.67	0.3		SPC	7.7	0	104	-100.9			CV
ZONE III (35X35)	$N_{max} - M_{cor}$	388.34	17.71	0.05	0.058	SEC	3.72	0.99	53.4	17.2	15	348	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	136.6	9.16	0.07		SEC	1.53	0.12	21.8	3.04			CV
	$M_{max} - N_{cor}$	206.01	60.45	0.3		SPC	6.47	0	86.1	-82.8			CV

Tableau V-2-10 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.

**Conclusion :**

Le ferraillage sera donc :

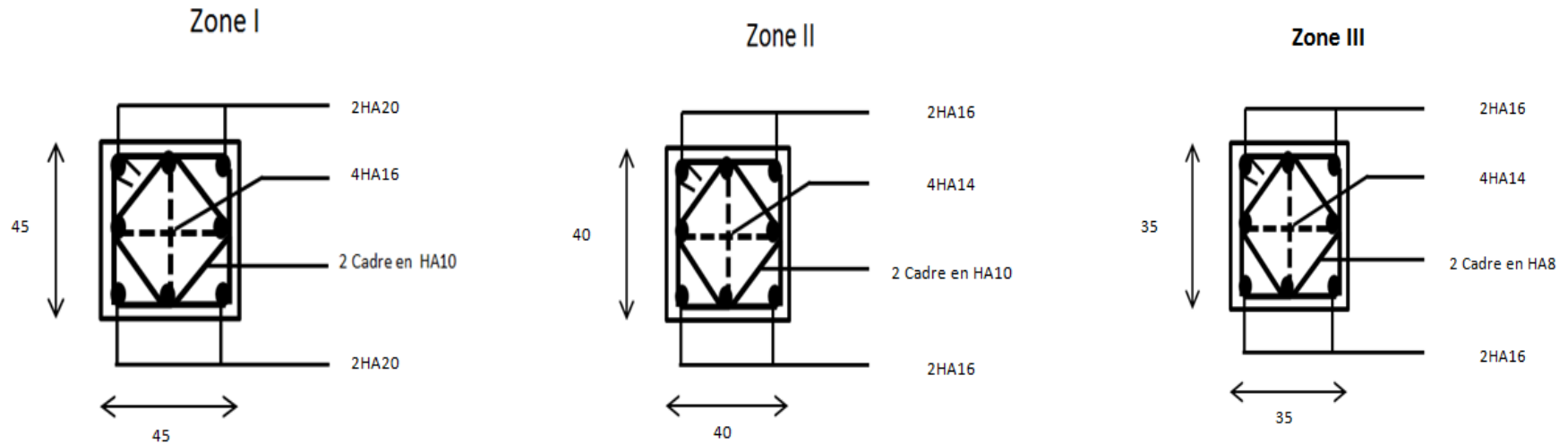


Figure V-2-3 : Ferraillage des poteaux

**V-3 : Ferrailage des voiles :****V-3-1 : Introduction :**

Le voile est un élément de contreventement soumis à une flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation, et un cisaillement sous l'effet du séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

**Combinaison d'action :**

$$\text{BAEL 91} \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{RPA99V2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

**V-3-2 : Comportement d'un voile :**

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- $\frac{h}{L} > 1.5$  (voile élancé)
- $\frac{h}{L} < 1.5$  (voile court)

**V-3-3 : Exposé de la méthode des bandes :**

**Méthode de ferrailage des voiles :** La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M.

Cette méthode se fait pour une bande de largeur  $d$ , elle consiste à la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

**-Détermination des diagrammes des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

B : section du béton (L x e)

I : moment d'inertie du voile.

V et v' : bras de levier  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

➤ Largeur de la zone comprimée :  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

➤ Longueur de la zone tendue :  $L_t = L - L_c$

➤ Calcul de la longueur :(d1 , d2) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right).$$

$h_e$  : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

Zone I : Sous-sol 1 et 2 → ep= 20 cm et section (40 x 40).

Zone II : RDC,1,2 et 3<sup>ème</sup> étage → ep= 20 cm et Section (35 x35).

Zone III : 4,5<sup>ème</sup> étage et la charpente → ep= 20 cm et section (30 x 30).

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

**-Effort normal :**

L'effort normal par bande (d) est donné par la formule suivante :

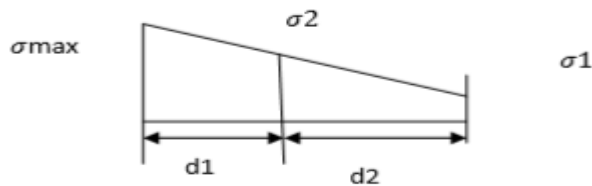
$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e: Épaisseur du voile.

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$ : Contraintes de compression.

Avec  $\sigma_1 = \frac{(Lt-d) \times |\sigma_{max}|}{Lt}$



**- Section d'armature :**

La section d'armature est donnée par la formule suivante :

$$A_{vi} = \frac{N_i \times B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

B : section du voile . $\sigma_s = 348$  Mpa ; fbc = 14.20 Mpa → Situation Courante,

$\sigma_s = 400$  Mpa ; fbc = 21.73 Mpa → Situation Accidentelle.

**- Armatures minimales (Art A.8.1.21 BAEL91/mod99 et Art A.7.1.2 CBA93)**

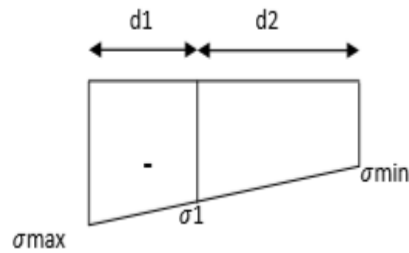
$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : B : section du béton comprimé.

➤ **Section entièrement tendue (SET) :**

**-Effort normal :**  $N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_2}{2} \times d \times e$

**-Section d'armature :**  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$



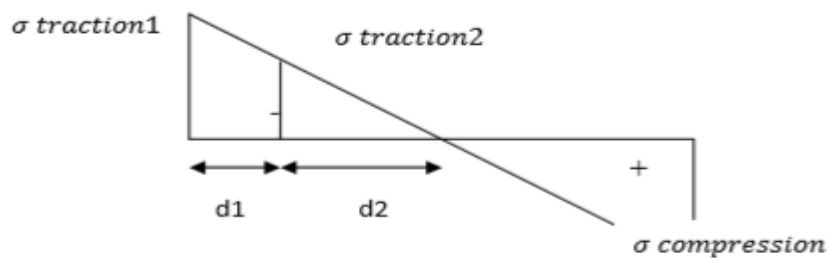
**-Armatures verticales minimales :**

$A_{min} \geq \frac{Bxft_{28}}{f_e}$  (condition de fragilité BAEL Art A4.2.1)  $A_{min} \geq 0.002 B$  (Section min RPA Art 7.7.4.1)

B : section du béton.

➤ **Section partiellement comprimé (SPC):**

**-Effort normal :**



$$N_1 = \frac{\sigma \text{ traction } 1 + \sigma \text{ traction } 2}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma \text{ traction } 1}{2} \times d \times e$$

**-Section d'armature :**  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

**Remarque :**

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : Sont de signe contraire on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

**V-3-4 : Exigences de RPA99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux.

Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zone courantes 0.10 %

**-Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

**D'après le BEAL 91 :**  $A_h = \frac{Av}{4}$

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

D'après le RPA 2003 :

$A_h \geq 0.15 \% B$  globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10 \% B$  en zone courante.

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.

**-Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

**-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 :

Avec :  $A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$  ,  $T = 1.4 V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**-Armatures pour les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99/ Version 2003).

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans notre cas, dans certaine extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

✓ **Ferrailage minimal :**

$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$  (condition de non fragilité BAEL art A4.2.1)  $A_{min} = 0.002 \times B$  (section minimale du RPA art 7.7.4.1)

✓ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

**V-3-5 : Disposition constructives :**

**-Espacement :** L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :  $S_t \leq \min \{ 1.5e ; 30 \}$  **Art 7.7.4.3 RPA99 ( version 2003 )**

Avec : e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**-Les longueurs de recouvrement :**

- $50\varphi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- $20\varphi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

-Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.

**V-3-6 : Vérification des contraintes limites de cisaillement (Art 7.7.2 RPA99/2003)**

Contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible. Il faut vérifier que  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$  avec :  $\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ .

$$\tau_b = \frac{T_{u\max}}{b_0 d} \quad \text{avec : } T_{u\max} = 1.4 V_u$$

$b_0$  = épaisseur du linteau du voile.

$d = 0.9h$  : hauteur utile.

$V_u$  = effort tranchant dans le niveau considéré.

**D'après le BAEL91 :** Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  avec  $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b d}$  (**Art A.5.1 ,211/BAEL91**)

$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \}$  (fissuration peu préjudiciable).

**V-3-7 : Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{B+15A} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

Avec :  $Ns = G+Q$

$Ns$  : effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armature adoptée

Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 5 groupes :

V1 : VL1, VL2 , VL3 , VL4 .

V2 : VL5 , VL6.

V3 : VL9 , VL10 , VL11 , VL12.

V4 : VT1, VT2, VT3, VT4.

V5 : VL7 , VL8 .

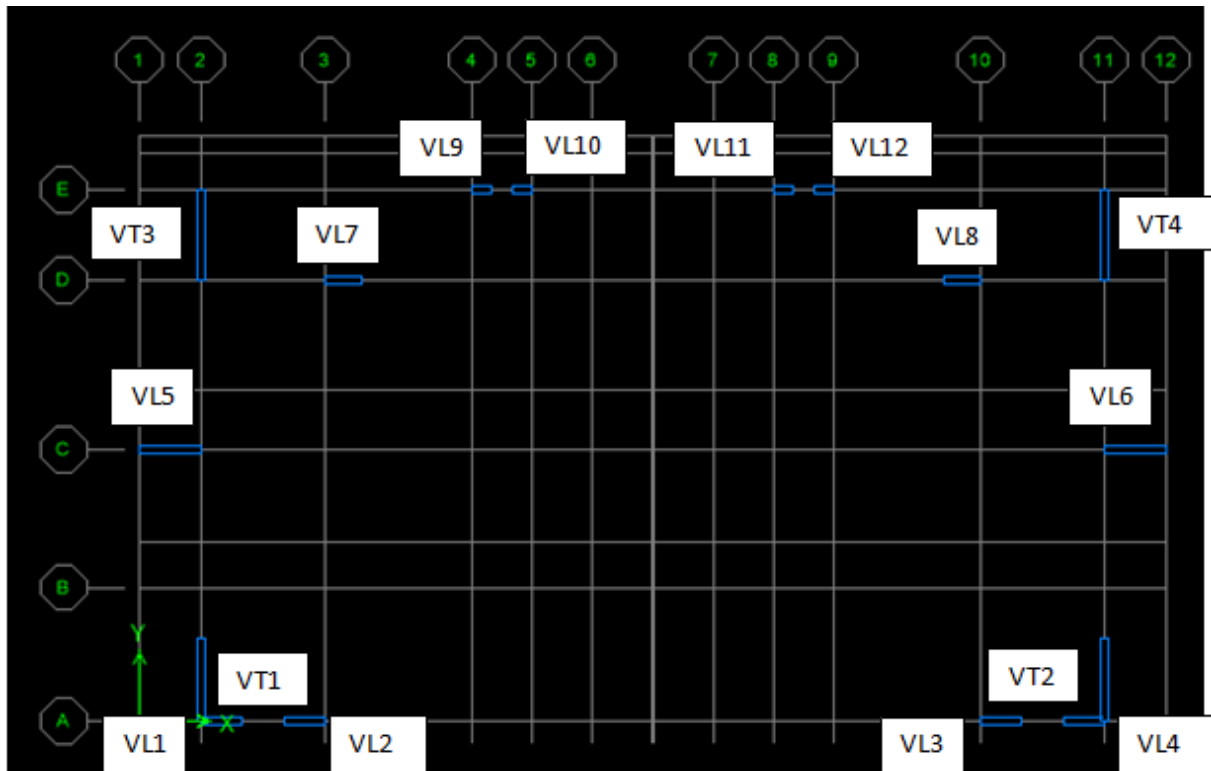


Figure V-2-4 : Disposition des voiles dans la structure (sous-sol 1 à la charpente).

**Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage des voiles V1 : VL1 , VL2 , VL3 , VL4 , VL7 , VL8 (zone I )

$$e = 0.20\text{m} ; L = 1.1\text{m} ; B = 0.18 \text{ m}^2 ; I = 0.012\text{m}^4$$

$$\sigma_{\max} = 2290.3 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5360.78\text{KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée (SPC).

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2290.3}{2290.3 + 5360.78} \times 0.9 = 0.27 \text{ m}$$

avec L nue du voile [m] = 0.9m

$$L_t = L - L_c = 0.9 - 0.27 = 0.63 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{he}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = 0.18 \text{ m} \quad d_1 = 0.18 \text{ m} \quad d_2 = L_t - d_{\text{adopté}} = 0.45 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times d}{L_t} = \frac{5360.78 \times 0.18}{0.63} = 1531.65 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5360.78 + 1531.65}{2} \times 0.18 \times 0.2 = 124.06 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{1531.65}{2} \times 0.45 \times 0.2 = 68.92 \text{ KN}$$

**-Calcul des armatures :**

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{124.06 \times 10}{348} = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{68.72 \times 10}{348} = 1.98 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

Pour une section partiellement comprimée :

$$A_{\min} = \max \left( 0.005B; \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Tel que : } B = d \times e = 0.18 \times 0.2 = 0.036$$

$$A_{\min} = \max (1.8; 0.44) = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré soit **HA8 (4HA8)**.

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{BEAL91 : } A_h = \frac{A_v}{4} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA 2003 : } A_h \geq 0.0015 B = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_h = \text{5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{nappe avec } St = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{626.15 \times 10}{400} = 17.22 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures totales :**

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 3.56 + \frac{17.22}{4} = 7.87 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 1.98 + \frac{17.22}{4} = 6.29 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage adopté**

	SECTION TOTAL	FERRAILLAGE ADOPTEE	ESPACEMENT
<b>1<sup>ERE</sup> BANDE</b>	A <sub>1</sub> = 10.05 cm <sup>2</sup>	5HA 16	St =20 cm
<b>2<sup>EME</sup> BANDE</b>	A <sub>2</sub> = 10.05 cm <sup>2</sup>	5HA16	St =20 cm

**Tableau V-3-7 : Ferraillage adopté**

➤ **Vérifications des contraintes de cisaillement :**

-Selon le RPA 2003 :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$      $\tau_b = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.4 \times 626.15 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1100} = 4.43 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$      $\tau_b = 4.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$  .....**Condition vérifiée.**

-Selon le BAEL 91 :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$      $\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{626.15 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1100} = 3.16 \text{ MPa}$      $\bar{\tau}_u = \min (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ MPa}$      $\tau_u = 3.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$ .....**Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

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

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_V} = \frac{1723.97 \times 10^3}{0.18 \times 10^6 + 15 \times 17.22 \times 10^2} = 8.38 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 8.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  .....**Condition vérifiée.**

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Le tableau des voiles du 1<sup>er</sup> groupe V1 : VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre [m]		0.40	0.40	0.40
	hauteur étage [m]		3.06	3.06	3.06
	L' [m]		0.88	0.90	0.93
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m <sup>2</sup> ]		0.175	0.180	0.185
	H [m]		3.06	3.06	3.06
	he [m]		2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T [KN]		626.150	489.000	307.390
	N <sub>ser</sub> [KN]		1723.97	1439.62	690.89
	Vu [KN]		876.610	684.600	430.346
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2290	1996	2639
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-5361	-4856	-3848
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	L <sub>c</sub> [m]		0.26	0.26	0.38
	L <sub>t</sub> [m]		0.61	0.64	0.55
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.17	0.17	0.25
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0.17	0.17	0.25
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		0.44	0.46	0.30
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		1526.867	1330.867	1759.420
	N1 [KN]		120.27	108.15	140.68
	N2 [KN]		66.95	61.62	52.39
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	3.01	2.70	3.52
		Bande 2	1.67	1.54	1.31
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		24.11	18.83	11.83
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	9.03	7.41	6.48
Bande 2		7.70	6.25	4.27	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1.7	1.7	2.5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5 HA 16 10.05	5 HA 16 10.05	5 HA 14 7.69
		Bande 2	5 HA 16 10.05	5 HA 16 10.05	5 HA 14 7.69
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	22	22	22
		Bande 2	22	22	22
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		2.63	2.70	2.78
	choix de la section/ml		5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T <sub>b</sub>	4.427	3.458	2.173
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T <sub>u</sub>	3.162	2.470	1.552
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ <sub>bc</sub>	9.07	7.38	3.52

Le tableau des voiles du 2<sup>ème</sup> groupe V2 : VL5 ; VL6 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage [m]		3.06	3.06	3.06
	L' [m]		1.48	1.50	1.53
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m <sup>2</sup> ]		0.295	0.300	0.305
	H [m]		3.06	3.06	3.06
he [m]		2.66	2.66	2.66	
Solicitation de calcul	T [KN]		369.070	456.230	247.790
	N <sub>ser</sub> [KN]		1485.40	1452.05	712.66
	Vu [KN]		516.698	638.722	346.906
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2381	1893	3397
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-6097	-5386	-4245
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	Lc [m]		0.41	0.39	0.68
	Lt [m]		1.06	1.11	0.85
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.28	0.26	0.45
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0.28	0.26	0.42
	d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]		0.78	0.85	0.42
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		1587.240	1262.100	2122.635
	N1 [KN]		212.20	172.90	269.74
N2 [KN]		124.53	107.25	89.91	
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5.31	4.32	6.74
		Bande 2	3.11	2.68	2.25
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		14.21	17.56	9.54
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	8.86	8.71	9.13
Bande 2		6.67	7.07	4.63	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2.8	2.6	4.5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	6 HA 16 12.06	6 HA 16 12.06	6 HA 16 12.06
		Bande 2	6 HA 16 12.06	6 HA 16 12.06	6 HA 16 12.06
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	28	28	28
		Bande 2	28	28	28
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		4.43	4.50	4.58
	choix de la section/ml		5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T <sub>b</sub>	1.689	2.366	1.264
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T <sub>u</sub>	1.390	1.690	0.903
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ <sub>bc</sub>	4.74	4.56	2.21

Le tableau des voiles du 3<sup>ème</sup> groupe V3 : VL9 ; VL10 ; VL11 ; VL12.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage [m]		3.06	3.06	3.06
	L' [m]		0.31	0.33	0.36
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m <sup>2</sup> ]		0.061	0.066	0.071
	H [m]		3.06	3.06	3.06
	he [m]		2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T [KN]		634.400	443.530	157.090
	N <sub>ser</sub> [KN]		785.94	806.17	48.51
	Vu [KN]		888.160	620.942	219.926
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		3751	2440	2655
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-6826	-5390	-3964
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	Lc [m]		0.11	0.10	0.14
	Lt [m]		0.20	0.23	0.21
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.07	0.07	0.09
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0.07	0.07	0.09
	d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]		0.12	0.16	0.12
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		2500.460	1626.673	1769.887
	N1 [KN]		67.25	48.10	54.43
	N2 [KN]		31.19	25.80	20.83
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	1.68	1.20	1.36
		Bande 2	0.78	0.65	0.52
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		24.42	17.08	6.05
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	7.79	5.47	2.87
Bande 2		6.89	4.91	2.03	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0.7	0.7	0.9
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5 HA 16 10.05	5 HA 14 7.69	5 HA 12 5.65
		Bande 2	5 HA 16 10.05	5 HA 14 7.69	5 HA 12 5.65
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		2.51	1.92	1.41
	choix de la section/ml		5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	4.310	3.506	2.305
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	2.650	2.649	1.647
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	10.33	10.40	0.61

Le tableau des voiles du 4<sup>ème</sup> groupe V4 : VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage [m]		3.06	3.06	3.06
	L' [m]		2.28	2.30	2.33
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m²]		0.455	0.460	0.465
	H [m]		3.06	3.06	3.06
	he [m]		2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T [KN]		1110.150	919.700	341.230
	N <sub>ser</sub> [KN]		1754.85	1710.05	850.93
	Vu [KN]		1554.210	1287.580	477.722
	σ <sub>max</sub> [KN/m²]		5541	3473	2064
	σ <sub>min</sub> [KN/m²]		-8384	-6192	-2943
	σ <sub>s</sub> (kN/m²)		400	400	400
	Lc [m]		0.91	0.83	0.96
	Lt [m]		1.37	1.47	1.37
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.60	0.55	0.64
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0.60	0.55	0.64
	d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]		0.77	0.92	0.73
	σ1 [KN/m²]		3693.913	2315.207	1376.253
	N1 [KN]		728.90	468.72	276.01
	N2 [KN]		283.05	213.59	100.12
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	18.22	11.72	6.90
		Bande 2	7.08	5.34	2.50
	A <sub>v</sub> (cm²)		42.74	35.41	13.14
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	28.91	20.57	10.18
Bande 2		17.76	14.19	5.79	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm²)		6.0	5.5	6.4
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	10 HA 20 31.40	10 HA 20 31.40	10 HA 12 11.30
		Bande 2	10 HA 16 20.10	10 HA 14 15.39	10 HA 10 7.85
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	25	25	25
		Bande 2	25	25	25
Armatures horizontales	AH (cm2)		7.85	7.85	6.98
	choix de la section/ml		6 HA 14 9.23	6 HA 14 9.23	6 HA 14 9.23
	Espacement st(cm)		16	16	16
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T <sub>b</sub>	3.454	3.110	1.142
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T <sub>u</sub>	3.256	2.221	0.815
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ <sub>bc</sub>	3.50	3.37	1.77

Le tableau des voiles du 5<sup>ème</sup> groupe V5 : VL7 ; VL8 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage [m]		3.06	3.06	3.06
	L' [m]		0.78	0.80	0.83
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m <sup>2</sup> ]		0.155	0.160	0.165
	H [m]		3.06	3.06	3.06
	he [m]		2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T [KN]		278.920	146.160	120.880
	N <sub>ser</sub> [KN]		1267.17	1213.65	578.96
	Vu [KN]		390.488	204.624	169.232
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2445	1527	2130
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-7818	-4948	-4403
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	Lc [m]		0.18	0.19	0.27
	Lt [m]		0.59	0.61	0.56
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.12	0.13	0.18
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0.12	0.13	0.18
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		0.47	0.49	0.38
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		1629.720	1018.220	1420.253
	N1 [KN]		116.27	75.05	104.44
	N2 [KN]		76.16	49.44	53.49
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2.91	1.88	2.61
		Bande 2	1.90	1.24	1.34
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		10.74	5.63	4.65
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5.59	3.28	3.77
Bande 2		4.59	2.64	2.50	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1.2	1.3	1.8
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5 HA 14 7.69	5 HA 14 7.69	5 HA 14 7.69
		Bande 2	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	20	20	20
Bande 2		20	20	20	
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		2.33	2.40	2.48
	choix de la section/ml		5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	2.799	1.421	1.140
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	1.999	1.015	0.814
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	7.61	7.08	3.28

**V-3-8 : Ferrailage des linteaux : (Art.7.7.3, RPA99/ version 2003) :**➤ **Premier cas :  $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$** 

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) on devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al).
- des aciers transversaux (At).
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

**a-Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

avec :  $z = h - 2d'$  où : h est la hauteur totale du linteau et d' est la distance d'enrobage.

**b-Aciers transversaux :**✓ **b-1 : premier sous-cas : linteaux longs ( $\lambda g = \frac{1}{h} > 1$ ) :**

$$\text{on a : } s \leq \frac{A_t f_e z}{V}$$

Où : s = espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  = section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

v = effort tranchant dans la section considérée

✓ **b-2 : deuxième sous-cas : linteaux courts ( $\lambda g \leq 1$ ) on doit avoir :**

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Tel que  $V = \min(V_1, V_2)$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  et calculés par :

$M_c = A_l \times f_e \times z$  avec  $z = h - 2d'$   $V_2 = 2V_u$  (calculé)

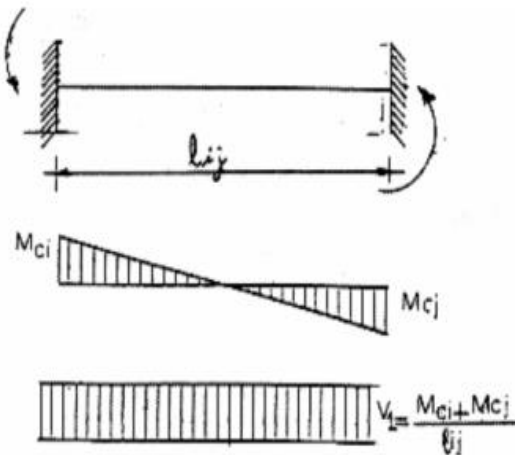


Figure V-3 -1 : Schéma statique

➤ **Deuxième cas :  $\tau_b > 0.06 f_{c28}$**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement. Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec  $\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l}$   $V = V_{calcul}$

**Exemple de calcul :**

on a deux groupes de linteaux selon leurs dimensions :

Linteaux 1 = b X h X L = 0.2 X 0.3 X 0.6 (m)

Linteaux 2 = b X h X L = 0.2 X 2.16 X 0.6 (m)

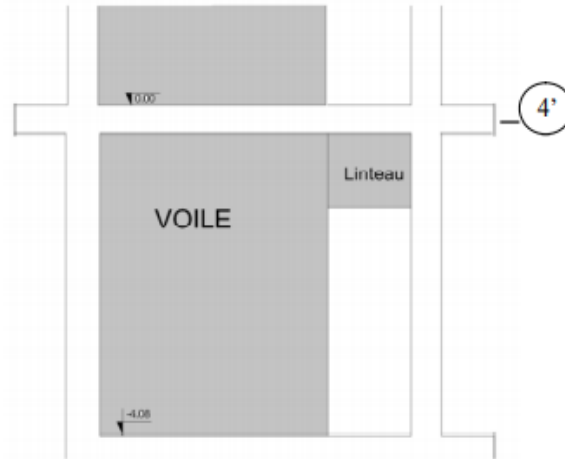


Figure V-3-2 : Position du linteau

**Niveau : Entre sol**

$L=0.6 \text{ m}$  ;  $e=0.2 \text{ m}$  ;  $T_u=92.34 \text{ KN}$ .

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d} = 1.71 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Nous sommes donc dans le deuxième cas.

- **Calcul des armatures :**

**-Armatures diagonales :**

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} = 0.42 \quad \alpha = 22.78 \quad \sin \alpha = 0.39$$

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha} = \frac{92.34 \times 10^3}{2 \times 400 \times 0.39} = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{D_{\min}} = 0.0015 bh = 0.9 \text{ cm}^2$$

**-Armatures longitudinales :**

$$A_{l_{\min}} = 0.0015 bh = 0.9 \text{ cm}^2$$

**-Armatures en partie courante :**

$$A_{c_{\min}} = 0.002 bh = 1.2 \text{ cm}^2$$

**-Armatures transversales :  $St \leq \frac{h}{4} = 7.5 \text{ cm}$** 

$$A_{t_{\min}} = 0.0025 bx St = 0.38 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-dessous représente le ferrailage du linteau 1 de la zone 1 au niveau de l'entre sol :

Type d'armature	Section adopté	Ferrailage
<b>Ad</b>	8.41	4HA14+2HA12
<b>Al</b>	3.39	3HA12
<b>Ac</b>	4.52	4HA12
<b>At</b>	1.51	3HA8

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = 1.71 \text{ MPa} < 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Le reste des résultats est résumé dans le tableau suivant :

Le ferrailage du premier groupe des linteaux (linteau 1) :

Zone	I		II		III	
<b>T</b>	92.34		62.48		78.91	
<b><math>\tau</math></b>	1.71		1.16		1.46	
<b>a</b>	22.78		21.8		20.80	
<b>A<sub>D</sub></b>	8.41	4HA14+2HA12	8.41	4HA14+2HA12	8.41	4HA14+2HA12
<b>A<sub>l</sub></b>	3.39	3HA12	3.39	3HA12	3.39	3HA12
<b>A<sub>c</sub></b>	4.52	4HA12	4.52	4HA12	4.52	4HA12
<b>A<sub>t</sub></b>	1.51	3HA8	1.51	3HA8	1.51	3HA8

$\tau_{b\max} = 1.71 < 5 \text{ MPa}$  Donc la contrainte de cisaillement est vérifiée pour tous les linteaux.

Le ferrailage du deuxième groupe des linteaux (linteau 2) :

Zone	I		II		III	
<b>T</b>	158.26		124.44		37.04	
<b><math>\tau</math></b>	2.93		2.30		0.69	
<b>a</b>	74.14		73.52		72.89	
<b>A<sub>D</sub></b>	8.41	4HA14+2HA12	8.41	4HA14+2HA12	8.41	4HA14+2HA12
<b>A<sub>l</sub></b>	3.39	3HA12	3.39	3HA12	3.39	3HA12
<b>A<sub>c</sub></b>	4.52	4HA12	4.52	4HA12	4.52	4HA12
<b>A<sub>t</sub></b>	1.51	3HA8	1.51	3HA8	1.51	3HA8

$\tau_{b\max} = 2.93 < 5 \text{ MPa}$  Donc la contrainte de cisaillement est vérifiée pour tous les linteaux.

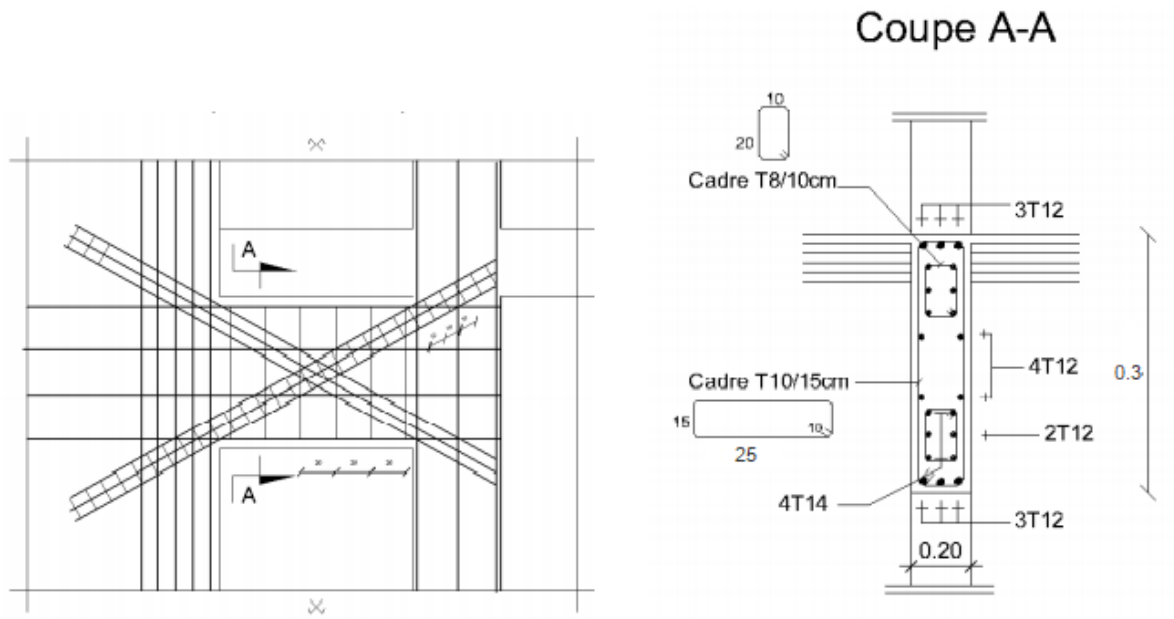


Figure V-3-3 : Schéma de ferraillage du linteau 1

# Chapitre VI :

# Etude de mur plaque



**VI - Ferrailage du mur plaque :****Introduction :**

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui reprend les pressions latérales provoquées par la poussée des terres autour du bâtiment. Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

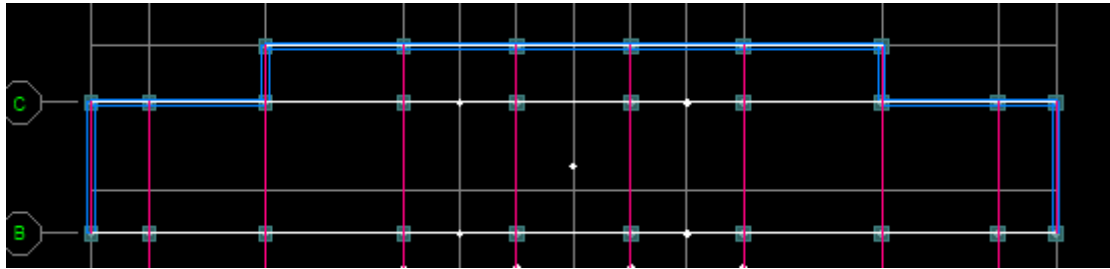


Figure VI-1 : Vue en plan du mur plaque

**VI - 1 : Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2) :**

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.  
On opte pour une épaisseur de 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{min} = 0,10\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2.$$

**VI-2 : Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la fondation et simplement appuyée au niveau des planchers.

On effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de 1m de longueur et 20 cm de largeur à l'état d'équilibre au repos.

**VI-2-1 : Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont ;  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  tel que :

$$\sigma_v = q + \gamma h$$

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q) \text{ avec: } 0 < h < H$$

Notre sol est pulvérulent  $\rightarrow$  la relation de Jacky est applicable :  $(K_0 = 1 - \sin \varphi)$

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres

$\sigma_h$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.  $\varphi$ : Angle de frottement interne.

**VI-2-2 : Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

- Poids volumique du sol  $\gamma=18\text{kN/m}^3$
- Angle de frottement interne  $\varphi=30^\circ$
- Cohésion  $C=0$  - Surcharge éventuelle  $q=10\text{kN/m}^2$
- $\sigma_{sol} = 2.5$  bars. On a :  $K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$

**-Calcul à ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \gamma \times h + 1.5 q) = 0.5(1.35 \times 18 \times h + 1.5 \times 10)$$

**-Calcul à ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q) = 0.5(18h + 10)$$

$\sigma_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	H=0	H=4.08
ELU	7.5	57.072
ELS	5	41.72

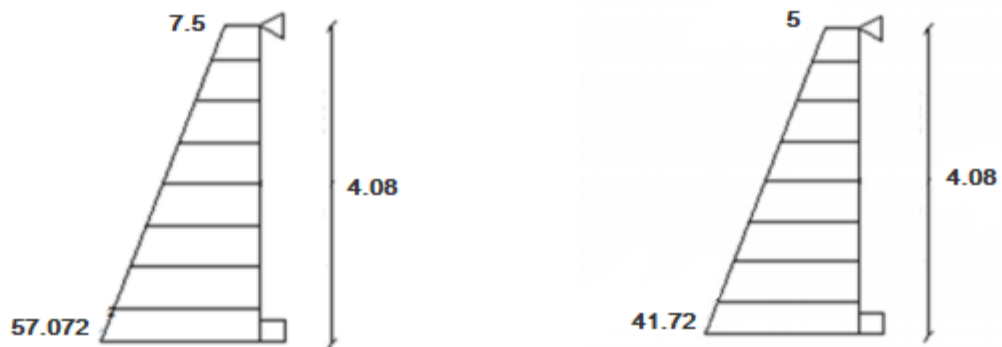


Figure VI-2 : Diagrammes des contraintes à l'ELU et à l'ELS

**-Charges moyennes :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3 \times \sigma_h \times 2 + \sigma_h \times 1)}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 57.072 + 7.5}{4} = 44.68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3 \times \sigma_h \times 2 + \sigma_h \times 1)}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 41.72 + 5}{4} = 32.54 \text{ KN/ml}$$

**VI-3 : Ferrailage du mur plaque à l'ELU :**

**-Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :  
0.3 ..... Appui de rive.  
0.5 ..... Autres appuis.

• Identification des panneaux :

$$\left. \begin{matrix} L_x = 4.05\text{m} \\ L_y = 4.08\text{m} \end{matrix} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{408}{405} = 0.99$$

0.4 <  $\rho = 0.9 < 1$  ..... le panneau travaille dans les 2 sens

• Calcul à l'ELU :

$$\rho = 1, \nu = 0 \begin{cases} \mu_x = 0.0377 \\ \mu_y = 0.978 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0377 \times 44.68 \times 4.05^2 = 27.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.978 \times 27.63 = 27.02 \text{ KN.m}$$

-Correction des moments :

Sens x-x : Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 27.63 = 13.82 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 27.63 = 20.72 \text{ KN.m}$

Sens y-y : Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 27.02 = 13.51 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 27.02 = 20.27 \text{ KN.m}$

Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée

H=20cm ; b=100cm ; d=17cm ; c=3cm

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens		$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	obs	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}$	$S_t$ (cm)
X-X	Appuis	13.82	0.034	0.983	SSA	2.17	2.38	6HA12=6.78	16
	Travée	20.72	0.05	0.974	SSA	2.17	3.6	6HA12=6.78	16
Y-Y	Appuis	13.51	0.033	0.984	SSA	2.17	2.32	6HA12=6.78	16
	Travée	20.27	0.049	0.975	SSA	2.17	3.59	6HA12=6.78	16

Tableau VI-1 : Ferrailage du mur plaque.

**Recommandation du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.10 % B) dans les deux sens (Horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles /  $\text{m}^2$  HA8  
 $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$  ;  $h$  : épaisseur du voile = 20 cm

**VI-4 : vérification à l'ELU :**

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

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} \quad ; \quad \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h}$$

Avec :  $\omega_0$  : pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 pour mille pour les HA FeE400  
 ( $\omega_0 = 0.8 \times 10^{-3}$  acier FeH400)

**Sens X-X :**

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{3 - 0.9}{2} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2.38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.68 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

**Sens Y-Y :**

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

✓ **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de mur.

**Sens X-X :**

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

**Sens Y-Y :**

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Sens X-X :**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_x} = \frac{738.29}{3 \times 4.05} = 60.76 \text{ KN}$$

Avec :  $p = q_{um} \times l_x \times l_y = 738.29 \text{ KN/m}^2$

Sens Y-Y :

$$V_u = \frac{p}{2Xl_y + l_x} = \frac{738.29}{2X4.08 + 4.05} = 60.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{60.76 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI-5 : Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.05}{4.08} = 0.9 ; \nu = 0.2 \begin{cases} \mu_x = 0.0451 \\ \mu_y = 0.985 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0451 \times 32.54 \times 4.05^2 = 24.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.985 \times 24.07 = 23.71 \text{ KN.m}$$

Sens X-X :  $M_a = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 24.07 = 12.035 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 24.07 = 20.46 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :  $M_a = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 23.71 = 11.86 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 23.71 = 20.15 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

**a-Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91)** : Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max ( 0.5 f_e ; 110 \times \sqrt{\eta x f_{tj}} ) \right\}$$

Avec :

- $f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa
- $f_{tj}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa
- $\eta$  : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1.6 pour les armatures à haute adhérence. :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67 ; \max ( 200 ; 201.63 ) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} ; K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} ; \rho = \frac{100 A_s}{b d}$$

Sens		Ms (KN. m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta_1$	K	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
X-	Appui	12.035	6.78	0.399	0.903	0.027	115.63	201.63	3.12	15	CV
X	Travée	20.46	6.78	0.399	0.903	0.027	196.58	201.63	5.31	15	CV
Y-	Appui	11.86	6.78	0.399	0.903	0.027	113.95	201.63	3.077	15	CV
Y	Travée	20.15	6.78	0.399	0.903	0.027	193.60	201.63	5.23	15	CV

**Tableau VI-2 : Vérification des contraintes dans le béton.**

# Chapitre VII : Etude de l'infrastructure



**Introduction :**

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

Du fait de le dénivelé dans notre structure nous avons deux zones à étudier :

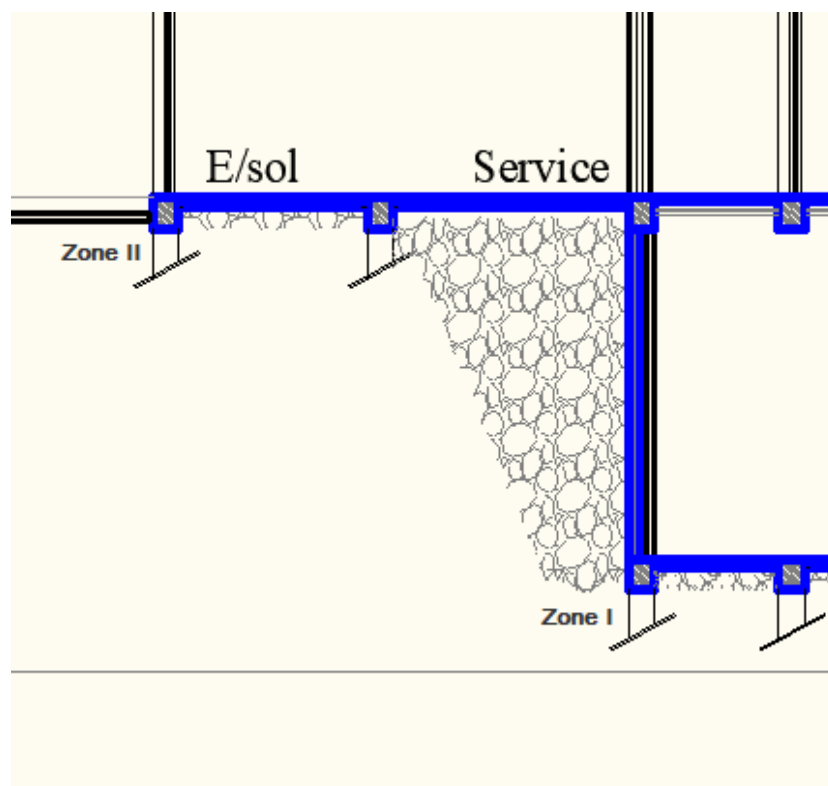


Figure VII-1-1 : zone d'encrage de la structure

**-Étude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol à une profondeur de **1 m**.

**-Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.

-Profondeur du bon sol.

-Le tassement du sol.

### VII-1 : ZONE I (sous-sol) :

- **Semelle isolée :**

Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du S-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

#### Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A=B \text{ (Poteau carré).}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

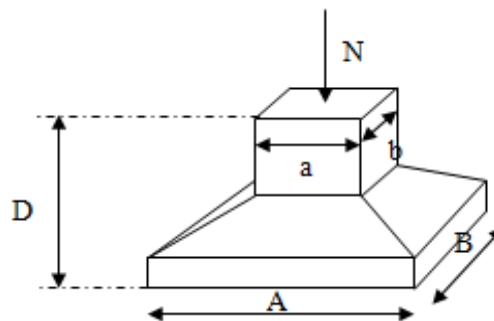


Figure VII-1-2 : schéma statique de la semelle isolée

Application numérique :

$$N_{ser} = 1117.31 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1117.31}{200}} = 2.36 \text{ m}$$

On opte pour :  $A=B= 2.4 \text{ m}$

#### Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

- **Semelles filantes :**

#### -Semelles sous poteaux :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### -Etape de calcul :

-Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

-Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

-Excentricité e par rapport au centre de gravité.

-Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6xe}{L}\right) \\ q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6xe}{L}\right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3xe}{L}\right) \end{array} \right.$$

- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec L : distance entre nus des poteaux}$$

- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.

- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle

- Calcul de la semelle comme une poutre continue qui devrait résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.

**-Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$N_i = G + Q$ (KN)	$M_i$ (KN m)	$e_i$ (m)	$N_i \times e_i$ (KN m)
1 (C2)	423.56	-5.86	-4.575	-1937.79
2(C9)	998.94	0.024	-0.875	-874.07
3(C19)	280.82	4.02	2.925	821.4
4(C27)	70.3	3.84	4.575	321.62
Somme	1773.62	2.024	/	-1668.84

**Tableau VII-1-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.**

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1668.84 + (2.024)}{1773.62} = -1 \text{ m}$$

$$e = -1 < \frac{L}{6} = 1.53 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6xe}{L}\right) = \frac{1773.62}{9.15} \left(1 + \frac{6x(-1)}{9.15}\right) = 66.73 \text{ KN/ml} \\ q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6xe}{L}\right) = \frac{1773.62}{9.15} \left(1 - \frac{6x(-1)}{9.15}\right) = 320.95 \text{ KN/ml} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3xe}{L}\right) = \frac{1773.62}{9.15} \left(1 + \frac{3x(-1)}{9.15}\right) = 130.29 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{130.29}{200} = 0.65 \text{ m}$$

On prend : B = 0.7 m

La surface de la semelle filante sous poteau :  $S_{p1} = B \times L = 0.7 \times 9.15 = 6.41 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :  $S_p^{tot} = S_{p1} \times n_1$

Avec n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_p^{tot} = 6.41 \times 7 = 44.87 \text{ m}^2$$

**-Semelles sous Voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N_s = G + Q$  (KN)

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol 200 KN/m<sup>2</sup>

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile,

G : charge permanente revenant aux voiles,

Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant, selon leurs groupes sur l'étabs :

Sens	Voile	L (m)	e (m)	Ns (KN)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )	ΣSt (m <sup>2</sup> )
Longitudinal	V1	1.1	0.2	1423.97	2.7	2.97	25.38
Transversal	V4	2.5	0.2	1354.85	2.7	6.75	

**Tableau VII-1-2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous voile dans les deux sens.**

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles sont :  $\Sigma St = 25.38 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes est  $S_{semelle}^{tot} = S_p^{tot} + S_v^{tot} = 44.87 + 25.38 = 70.25 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure est :  $S_{structure}^{tot} = 9.15 \times 28.6 = 261.69 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{semelle}^{tot}}{S_{structure}^{tot}} = \frac{70.25}{261.69} = 0.27$$

➡ La surface des semelles représente 27 % de la surface totale.

### Remarque

La surface des semelles occupe moins de 50% de la surface du sol d'assise, donc on se dispense du radier général.

### VII-1-1 : Ferrailage (méthode des bielles) :

- **Voile transversal :**

#### -Armatures principales :

$$N_u = 1253.37 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1253.37(2.7-0.2)}{8 \times 0.7 \times 348 \times 10^3} = 16.07 \text{ cm}^2$$

Lorsque la fissuration est préjudiciable la section d'acier est majorée de 10 % Donc

$$A_s = 17.68 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 20 = 18.85 cm<sup>2</sup> /ml avec : St = 17 cm

#### -Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{18.85}{4} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 = 5.65 cm<sup>2</sup> /ml avec : St = 20 cm

- **Voile longitudinal :**

#### -Armatures principales :

$$N_u = 1358.89 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1358.89(2.7-0.2)}{8 \times 0.7 \times 348 \times 10^3} = 17.43 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable la section d'acier est majorée de 10 % Donc

$$A_s = 19.17 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 20 = 21.99 cm<sup>2</sup> /ml avec : St = 15 cm

#### -Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{21.99}{4} = 5.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 = 5.65 cm<sup>2</sup> /ml avec : St = 20 cm

#### -Longueur de scellement droit [art A.6.1.221/BAEL 91] :

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{20}{4} \times \frac{400}{2.835} = 70.5 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{270}{4} = 67.5 \text{ cm} < L_s = 70.5 \text{ cm (avec crochets)}$$

**-hauteur du patin :**

$$e_p \geq \max \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 6 \emptyset + 6 = 18 \text{ cm} \\ 12 \emptyset + 6 = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$$

**VII-1-2 : Vérification à l'ELU :**

- **Vérification au poinçonnement [art A.5.2.42/BAEL91] :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :  $N_u$  : charge de calcul à l'ELU pour le voile.

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen de la semelle.

- **Sens transversal :**

$$N_u = 1253.37 \text{ KN}$$

$$U_c = 2(a + B + 2h) = 2(20 + 270 + 90) = 760 \text{ cm}$$

$$\frac{0.045 U_c h f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 760 \times 10^3 \times 450 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 256500 \text{ KN} > N_u = 1253.37 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition}$$

**vérifiée.**

- **Sens longitudinal :**

$$N_u = 1358.89 \text{ KN}$$

$$U_c = 2(a + B + 2h) = 2(20 + 270 + 90) = 760 \text{ cm}$$

$$\frac{0.045 U_c h f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 760 \times 10^3 \times 450 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 256500 \text{ KN} > N_u = 1358.89 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** Pas de risque de poinçonnement des semelles.

**VII-1-3 : Les semelles filantes sous poteaux :**

**VII-1-3-1 : Dimensionnement :**

Le dimensionnement se fait à l'ELS

On prend le portique le plus sollicité, dans notre cas semelle sous 4 poteaux .

**-Longueur de la semelle :**

$$L_s = 2 \text{ débords} + \sum L_i + a_{\text{poteau}} = 0.40 \times 2 + 3.7 + 3.8 + 1.65 + 0.45 = 10.4 \text{ m}$$

**-Distribution des contraintes :**

$$\frac{L_s}{6} = \frac{10.4}{6} = 1.73 \text{ m}$$

$e_s = -1 \text{ m} < 1.73 \text{ m}$  On a donc une répartition trapézoïdale.

**-Détermination de la largeur B :** La contrainte que produit la structure doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \text{ avec } \sigma (3/4) = \frac{N_s}{B.L_s} \left(1 + \frac{3 e_s}{L_s}\right)$$

$N_s$  : effort transmis par la structure à l'état limite de service.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : contrainte du sol égale à 0.2 MPa = 0.02 KN/cm<sup>2</sup>

$$\text{Donc } B \geq \frac{N_s}{L_s \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}} \left(1 + \frac{3 e_s}{L_s}\right) = \frac{1117.31}{1040 \times 0.02} \left(1 + \frac{3 \times 100}{1040}\right) = 69.21 \text{ cm}$$

On prendra  $B = 70 \text{ cm}$

**-Détermination de la hauteur utile :**

La condition de rigidité :

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

$$d \geq \frac{70-20}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

On prendra  $d = 40 \text{ cm}$

**-Détermination de la hauteur totale  $h_s$  :**

$h_s = d + c$  avec  $c$  : enrobage des armatures 5 cm.

$$h_s = 40 + 5$$

$$h_s = 45 \text{ cm}$$

**-Vérification du pourcentage des semelles :**

$$S_{\text{semelle}} = (10.4 \times 0.7 \times 4) + (8.75 \times 0.7 \times 2) + (5.05 \times 0.7 \times 2) + (6.7 \times 0.7 \times 2) = 57.82 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure est de 261.69 m<sup>2</sup>, les semelles représentent 22 % de cette surface c'est-à-dire moins de 50% .....**La condition est donc vérifiée.**

**VII-1-3-2 : Ferrailage de la semelle :**

Le ferrailage se fera en utilisant la méthode des bielles [Article B.9.3 / BAEL99]

	Poteau 1	Poteau 2	Poteau 3	Poteau 4
<b>Nu (KN)</b>	580	1375	386	96.18
<b>ΣNui (KN)</b>	2437.18			

**Tableau VII-1-3 : les efforts que reprennent les poteaux du portique le plus sollicité à l'ELU**

**-Armatures principales :**

$$A_{st} = \frac{N_u}{8 d \sigma_{st}} \left(1 + \frac{3 e_s}{L_s}\right) (B - b) = \frac{2437180}{8 \times 400 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 1000}{1040}\right) (700 - 450) \times 10^2 = 6.97 \text{ cm}^2$$

On prendra  $4HA\ 16 / ml = 8.04\ cm^2$

**-Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{8.04}{4} = 2.01\ cm^2$$

Soit :  $3\ HA\ 10 = 2.35\ cm^2 / ml$

**-Longueur de scellement droit [art A.6.1.221/BAEL 91] :**

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\ MPa$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\ MPa$$

$$L_s = \frac{16}{4} \times \frac{400}{2.835} = 56.4\ cm$$

$$\frac{B}{4} = \frac{700}{4} = 17.5\ cm < L_s = 56.4\ cm \text{ (avec crochets)}$$

$$\text{Donc : } e_p > 12 \emptyset + 6\ cm = 12 \times 1.6 + 6 = 25.2$$

On prendra  $e_p = 30\ cm$

**-hauteur du patin :**

$$e_p \geq \max \begin{cases} 15\ cm \\ 6 \emptyset + 6 = 15.6\ cm \\ 12 \emptyset + 6 = 25.2\ cm \end{cases} \quad \text{On prend : } h = 30\ cm$$

**VII-1-2 : La poutre de rigidité :**

**VII-1-2-1 : Dimensionnement :**

$$\frac{1}{9} L_{\max} \leq h_{\text{poutre}} \leq \frac{1}{6} L_{\max}$$

$$\frac{1}{3} h_{\text{poteau}} \leq b_{\text{poutre}} \leq \frac{2}{3} h_{\text{poteau}}$$

$$\frac{1}{9} \times 380 \leq h_{\text{poutre}} \leq \frac{1}{6} \times 380$$

$$\frac{1}{3} \times 45 \leq b_{\text{poutre}} \leq \frac{2}{3} \times 45$$

$$42.22\ cm \leq h_{\text{poutre}} \leq 63.33\ cm$$

$$15 \leq b_{\text{poutre}} \leq 30\ cm$$

En prenant compte du fait que la largeur de la poutre de rigidité ne doit pas être inférieure à la base du poteau, on prendra  $b_{\text{poutre}} = 45\ cm$  et  $h_{\text{poutre}} = 70\ cm$ .

**VII-1-2-2 : Ferrailage de la poutre de rigidité :**

**1- Calcul des moments fléchissant :**

- Déterminations de  $q_u$  :

$$q_u = \sigma (3/4) \cdot B = \frac{Nu}{L_s} \left(1 + \frac{3 es}{L_s}\right) = \frac{2437.18}{10.4} \left(1 + \frac{3 \times 1}{10.4}\right) = 301.94\ KN/m$$

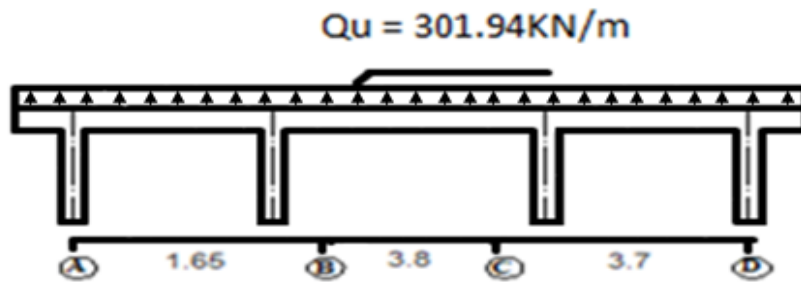


Figure VII-1-3 : Sollicitation revenant à la poutre de rigidité

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{301.94 \times 1.65^2}{8} = 102.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{301.94 \times 3.8^2}{8} = 545 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{301.94 \times 3.7^2}{8} = 516.7 \text{ KN.m}$$

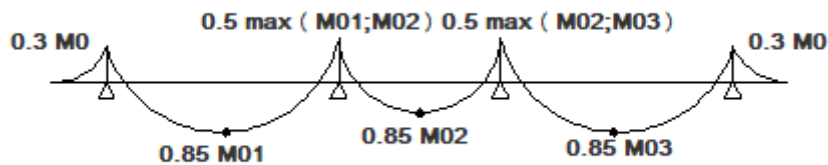


Figure VII-1-4 : les moments fléchissant aux appuis et en travée de la poutre de rigidité

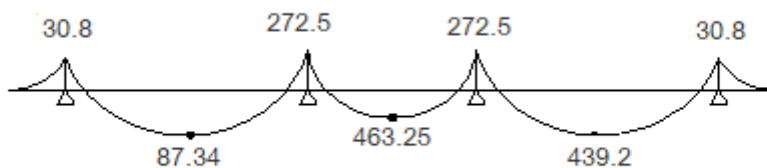


Figure VII-1-5 : Schéma récapitulatif des moments en travées et aux appuis

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b dp^2 f_{bu}} = \frac{46325}{45 \times 63^2 \times 1.42} = 0.182 < \mu_L = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0.182 \quad \beta = 0.899 \quad (\text{tableau})$$

$$A_{st} = \frac{46325}{0.899 \times 63 \times 34.8} = 23.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 8 HA 20 = 25.13 cm<sup>2</sup>

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{27250}{45 \times 63^2 \times 1.42} = 0.107 < \mu_L = 0.392$$

$$\mu = 0.107 \quad \beta = 0.943 \quad (\text{tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27250}{0.943 \times 63 \times 34.8} = 13.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 4 \text{ HA } 16 + 4 \text{ HA } 14 = 14.19 \text{ cm}^2$$

### VII-1-2-3 : Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité : [Article A.4.2,1 / BAEL]**

$$A_{min} = \min \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \min \left\{ \frac{45 \times 70}{1000} ; 0.23 \times 45 \times 63 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } A_{st} = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.15 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{Travée : } A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.15 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement : [Article A.5.1 BAEL]**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^1 = \frac{q_u \times L_1}{2} = \frac{301.94 \times 1.65}{2} = 249.1 \text{ KN}$$

$$V_u^2 = \frac{q_u \times L_2}{2} = \frac{301.94 \times 3.8}{2} = 573.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_o \times d} = \frac{573.69}{45 \times 63} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

il n'y a pas de risque de cisaillement.

### VII-1-2-4 : Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures transversale est donné par la formule suivante [Article A.7.2,2 BAEL] :

$$\emptyset_t \leq \min \left[ \frac{h}{36} ; \emptyset ; \frac{b}{10} \right] = \min \left[ \frac{700}{36} ; 20 ; \frac{450}{10} \right] = 19.44 \text{ mm}$$

On prendra un diamètre de 10 mm.

La quantité d'armature transversale est donnée par :

$$A_t = 0.035 b = 0.035 \times 45 = 1.56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement St [Article 7.5.2.2 RPA] :**

✓ **En zone nodale :**

$$St = \min \left[ \frac{h}{4}; 12\phi_{\min} \right] = \min \left[ \frac{70}{4}; 12 \times 1.4 \right] = 16.8 \text{ cm}$$

On prendra  $St = 10 \text{ cm}$

✓ **En dehors de la zone nodale :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{On prendra } St = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification des armatures transversales [Article 7.5.2.2 RPA99 mod 2003] :**

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

$$A_{\min} = 0.003 St b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.03 \text{ cm}^2$$

On prendra : 3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup> > 3.15 cm<sup>2</sup>      **condition vérifiée**

#### VII-1-2-5 : Vérification à l'ELS :

- **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 15 K (d - y) \quad \text{avec } K = \frac{M}{I}$$

la contrainte admissible de traction dans les aciers est limité à :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] \quad \text{avec } \eta = 1.6 \text{ (HA} > 6\text{mm)}$$

(Fissuration non préjudiciable) [Article A.4.5, 32 BAEL]

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \quad \text{avec } K = \frac{M}{I}$$

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad \text{[Article A.4.5,2 BAEL]}$$

- **Calcul de la profondeur du béton comprimé :**

$$b y^2 + 30 (A_{st} + A_{sc'}) y - 30 (A_{st} \cdot d + A_{sc'} \cdot d') = 0$$

$$0.45 y^2 + 30 \times 25.13 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 25.13 \times 10^{-4} \times 0.63 = 0$$

Finalement la profondeur du béton comprimé est de 25 cm.

- **Calcul de K :**

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$I_{AN} = \frac{b y^3}{3} + 15 A_{sc'} (y - c)^2 + 15 A_{st} (d - y)^2 = \frac{45 \times 25^3}{3} + 15 \times 25.13 (63 - 25)^2$$

$$I_{AN} = 778690.8 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{10.3 \times 10^6}{778690.8 \times 10^4} = 0.0013 \text{ N/mm}^3$$

- **Vérifications :**

- ✓ **Contrainte dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \left( \frac{2}{3} \times 400 \right) ; \text{Max} \left( 0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 K (d - y) = 15 \times 0.0013 (630 - 250) = 7.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 7.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.0013 \times 250 = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

### VII-1-3 : Les longrines : [Article 10.1.1 RPA99 mod 2003]

Les longrines servent à rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres.

#### VII-1-3-1 : Dimensionnement des longrines :

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

(25 ; 30) cm<sup>2</sup> : Site de catégorie S2, S3.

Donc on va adopter une longrine de (30 x 35) cm<sup>2</sup>.

#### VII-1-3-2 : Ferrailage des longrines :

Elles doivent être calculées à la traction d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points solidaires.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré (Zone II, site 3) :

$$\alpha = 12$$

$$F = \frac{2437.18}{12} = 203.1 \text{ KN}$$

- ✓ **La section d'armature :**

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{203.1 \times 10^3}{348} = 583.62 \text{ mm}^2 = 5.84 \text{ cm}^2$$

On prendra 3HA 16 = 6.03 cm<sup>2</sup>

#### VII-1-3-3 : Vérification à l'ELU :

- ✓ **Condition de non fragilité [Article A.4.2,1 / BAEL] :**

$$A_{\min} = \min \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_t}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \min \left\{ \frac{30 \times 35}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.05 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Le ferrailage minimal selon le [RPA 99 mod 2003] :**

Le ferrailage minimal selon le [RPA 99 mod 2003] doit être de 0.6% de la section

$$A_{\min} = 0.006 b h = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

On prendra donc 6 HA 12 = 6.78 cm<sup>2</sup>

#### VII-1-3-4 : Calcul des armatures transversales :

✓ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures transversale est donné par la formule suivante [Article A.7.2,2 BAEL] :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{36} ; \phi ; \frac{b}{10} \right] = \min \left[ \frac{350}{36} ; 12 ; \frac{300}{10} \right] = 9.72 \text{ mm}$$

On prendra un diamètre de 10 mm

La quantité d'armature transversale est donnée par :

$$A_t = 0.035 b = 0.035 \times 30 = 1.05 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement  $S_t$  [Article 7.5.2.2 RPA] :**

$$S_t < \min (20 ; 15\phi) = \min (20 ; 15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

On prendre  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante

$S_t = 10 \text{ cm}$  aux appuis

#### VII-2 : ZONE II (entre-sol) :

Dans la zone II ; nous avons 2 files de poteaux alors dans ce cas on se propose de faire une semelle filante.

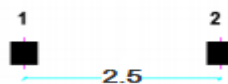


Figure VII-2-1 : Portique le plus sollicité

-Semelles filantes sous poteaux :

-Etape de calcul :

-Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

-Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

- Excentricité e par rapport au centre de gravité.
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q^{\max} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6xe}{L} \right) \\ q^{\min} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6xe}{L} \right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3xe}{L} \right) \end{array} \right.$$

- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec L : distance entre nus des poteaux}$$

- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle
- Calcul de la semelle comme une poutre continue qui devrait résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.

**-Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$N_i = G + Q$ (KN)	$M_i$ (KN m)	$e_i$ (m)	$N_i \times e_i$ (KN m)
1(C35)	612.51	7	1.25	765.64
2(C44)	644.67	3.5	-1.25	-805.84
Somme	1257.18	10.5	/	-40.2

**Tableau VII-2-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-40.2 + 10.5}{1257.18} = -0.02m$$

$$e = -0.02 < \frac{L}{6} = 0.92 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale .}$$

$$q^{\max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6xe}{L} \right) = \frac{1257.18}{5.55} \left( 1 + \frac{6x(-0.02)}{5.55} \right) = 221.62 \text{ KN/ml}$$

$$q^{\min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6xe}{L} \right) = \frac{1257.18}{5.55} \left( 1 - \frac{6x(-0.02)}{5.55} \right) = 231.42 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3xe}{L} \right) = \frac{1257.18}{5.55} \left( 1 + \frac{3x(-0.02)}{5.55} \right) = 224.07 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{224.07}{200} = 1.12 \text{ m}$$

On prend :  $B = 1.5 \text{ m}$

La surface de la semelle filante sous poteau :  $S_{p1} = B \times L = 1.5 \times 5.55 = 8.3 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :  $S_p^{\text{tot}} = S_{p1} \times n_1$

Avec  $n$  : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_p^{\text{tot}} = 8.3 \times 6 = 49.8 \text{ m}^2$$

**-Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N_s = G + Q$  (KN)

La largeur  $B$  de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol  $200 \text{ KN/m}^2$

$B$  : largeur de la semelle,

$L$  : longueur de la semelle sous voile,

$G$  : charge permanente revenant aux voiles,

$Q$  : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant, selon leurs groupes sur l'etabs :

Sens	Voile	L (m)	e(m)	N (KN)	B(m)	S (m <sup>2</sup> )	ΣSt (m <sup>2</sup> )
Longitudinal	V1	1.1	0.2	1538.11	2.7	2.9	46.5
	V2	1.7	0.2	1485.4	2.7	4.5	
	V3	1.65	0.2	785.94	1.9	3.2	
	V5	1	0.2	1267.17	2.5	2.5	
Transversal	V4	2.5	0.2	1754.85	2.9	7.25	

**Tableau VII-2-2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous voile dans les deux sens.**

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles sont :  $\sum St = 46.5 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes est  $S_{\text{semelle}}^{\text{tot}} = S_p^{\text{tot}} + S_v^{\text{tot}} = 49.8 + 46.5 = 96.3 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure est :  $S_{\text{structure}}^{\text{tot}} = 14.7 \times 28.6 = 420.42 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{tot}}}{S_{\text{structure}}^{\text{tot}}} = \frac{96.3}{420.42} = 0.23$$

➡ La surface des semelles représente 23 % de la surface totale.

**Remarque**

La surface des semelles occupe moins de 50 % de la surface du sol d'assise, donc on se dispense du radier général.

**-Dimensionnement de la semelle :**

Hauteur de la semelle :  $h_s = \frac{B-b}{4} + 5$  Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$h_s = \frac{150-45}{4} + 5 = 31.25 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \Rightarrow 26.25 \leq d \leq 105 \text{ cm}$$

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 5.55 \text{ m} ; \quad B = 1.50 \text{ m} ; \quad h_s = 35 \text{ cm} ; \quad c = c' = 5 \text{ cm} ; \quad d_a = 30 \text{ cm}$$

**➤ Calcul de la poutre de rigidité :****• Hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.62 \leq h_p \leq 0.93 \text{ soit } h_p = 70 \text{ cm}$$

**• Largeur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.67 \text{ cm soit } b_p = 45 \text{ cm}$$

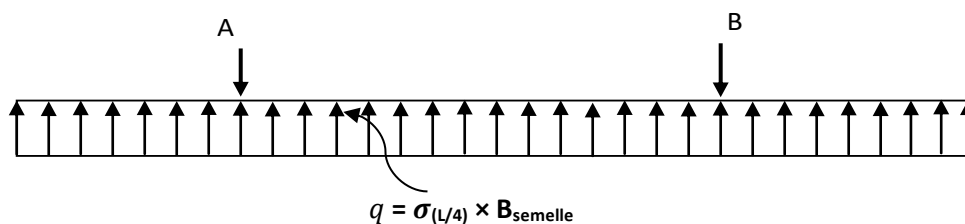
**a) Calcul des moments fléchissant :**

Figure VII-2-2 : schéma statique des semelles sous poteaux.

$$q = \sigma_{(L/4)} \times B_{\text{semelle}} = 224.07 \times 1.50 = 336.11 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{336.11 \times 2.5^2}{8} = 262.59 \text{ KNm}$$

**b) Calcul du ferrailage :****➤ Aux appuis :**

Appuis	M(KNm)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
A	78.76	0.031	0.984	3.65	3.15
B	78.76	0.031	0.984	3.65	3.15

Tableau VII-2-3 : Ferrailages des appuis.

## ➤ En travée :

Travée	M(KNm)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
A-B	223.2	0.088	0.954	3.77	3.15

Tableau VII-2-4 : Ferrailages de la travée.

## -Vérification à l'ELS :

$$A \text{ l'ELS, } q_s = \bar{\sigma}_{sol} \times B_{semelle} = 200 \times 1.5 = 300 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{300 \times 2.5^2}{8} = 234.38 \text{ KNm}$$

## ➤ Aux appuis :

Appuis	Ms (KNm)	As à l'ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	K	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
A	70.31	3.65	0.128	0.941	69.75	0.012	3.25	0.039	15	Vérifiée
B	70.31	3.65	0.128	0.941	69.75	0.012	3.25	0.039	15	Vérifiée

Tableau VII-2-5 : des vérifications à l'ELS (aux appuis)

## ➤ En travées :

Ms (KNm)	As à l'ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	K	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
199.22	3.77	0.132	0.940	68.33	0.009	8.92	0.08	15	Vérifiée

Tableau VII-2-6 : des vérifications à l'ELS (en travées)

## -Détermination des espacements :

$$\text{En zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t = 15 \text{ cm}$$

## -Armatures adoptées :

## ➤ Aux appuis :

Appuis	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ choisis (cm <sup>2</sup> )	$A$ adoptées (cm <sup>2</sup> )
A	3.65	4HA16	8.04
B	3.65	4HA16	8.04

Tableau VII-7 : armatures adoptées en appuis.

## ➤ En travées :

Travée	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ choisis (cm <sup>2</sup> )	$A$ adoptées (cm <sup>2</sup> )
A-B	3.77	4HA16	8.04

Tableau VII-2-8 : armatures adoptées en travée.

## ➤ Armatures transversales :

$$\Phi = \min\left\{\frac{h_p}{35}; \frac{b_p}{10}; \Phi_l\right\}$$

$$\text{Soit } A_t = 1.6 \text{ cadres T8} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

## ➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = \min\{2.5; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{qL}{2} = \frac{336.11 \times 2.5}{2} = 420.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**-Ferrailage de la semelle :**

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d_a \sigma_{st}} = \frac{883.46 \times 1000 \times (150-45)}{8 \times 30 \times 34800} = 11.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6 \text{ HA16} \Rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$A_r = A_s/4 = 12.06/4 = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA12} (A_r = 4.52 \text{ cm}^2)$$

**-Ferrailage des longrines :**

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$N$  : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est :  $S_3 \Rightarrow \alpha = 12$  (RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (30×35) cm<sup>2</sup> pour les sites S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

$$F = \frac{883.46}{12} = 73.62 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{73.62 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA16  $\Rightarrow A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ .

**a) Armatures transversales :**

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_l ; b/10\}$$

On prend  $\Phi = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre T8  $\Rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$

L'espacement des cadres doit être :  $e \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\Phi_t\}$  ; soit  $s_t = 15 \text{ cm}$

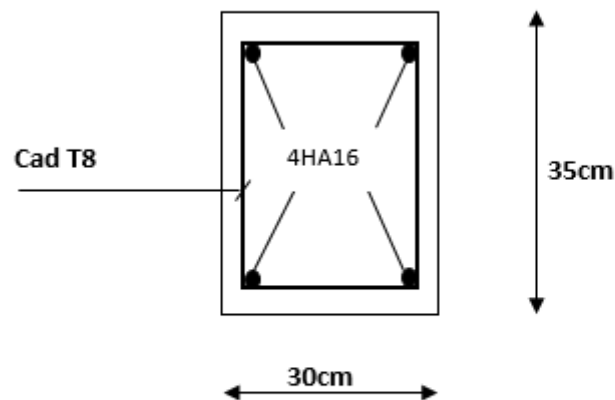
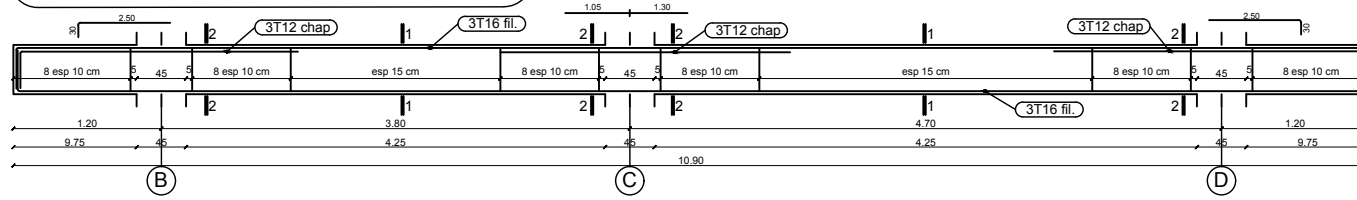
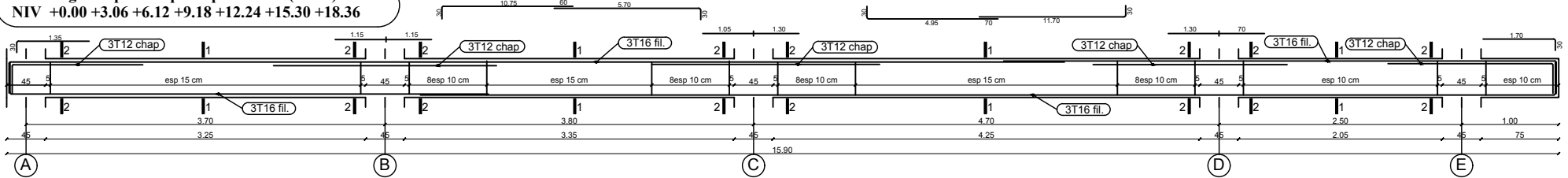


Figure VII-2-3 : ferrailage des longrines.

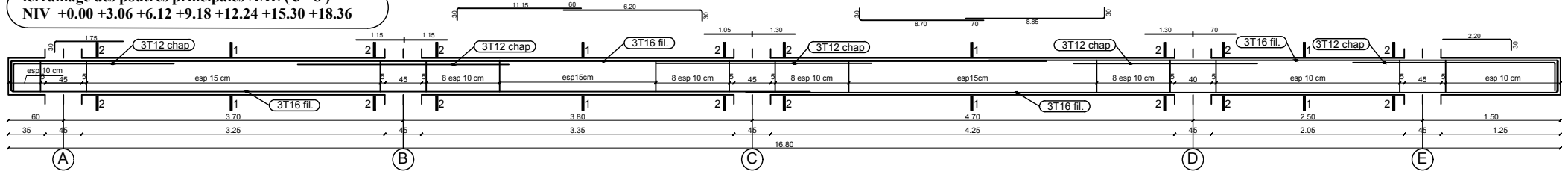
**ferrailage des poutres principales AXE ( 1 - 10 )**  
 NIV +0.00 +3.06 +6.12 +9.18 +12.24 +15.30 +18.36



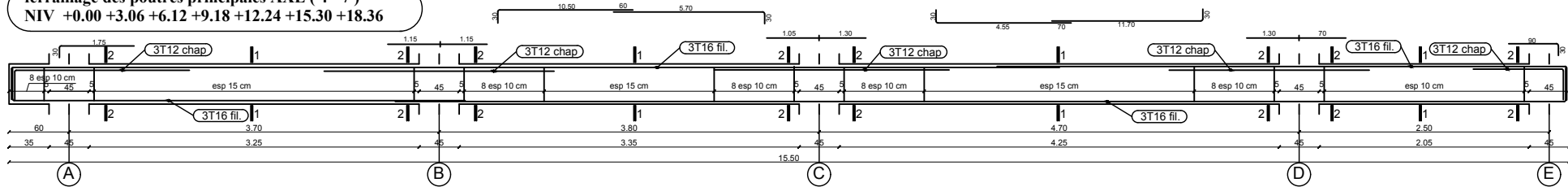
**ferrailage des poutres principales AXE ( 2 - 9 )**  
 NIV +0.00 +3.06 +6.12 +9.18 +12.24 +15.30 +18.36



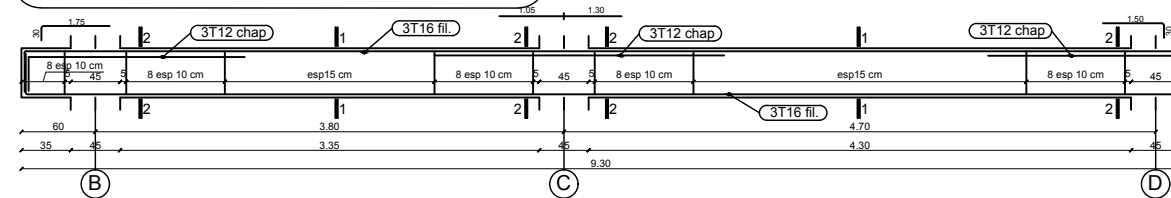
**ferrailage des poutres principales AXE ( 3 - 8 )**  
 NIV +0.00 +3.06 +6.12 +9.18 +12.24 +15.30 +18.36



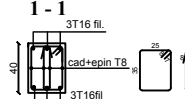
**ferrailage des poutres principales AXE ( 4 - 7 )**  
 NIV +0.00 +3.06 +6.12 +9.18 +12.24 +15.30 +18.36



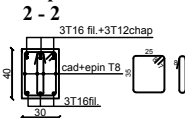
**ferrailage des poutres principales AXE ( 5 - 6 )**  
 NIV +0.00 +3.06 +6.12 +9.18 +12.24 +15.30 +18.36



**coupe**

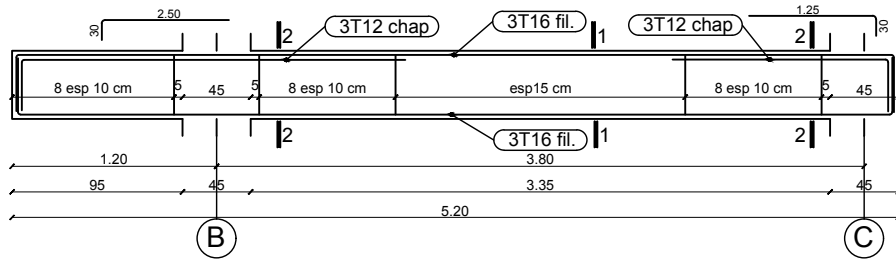


**coupe**

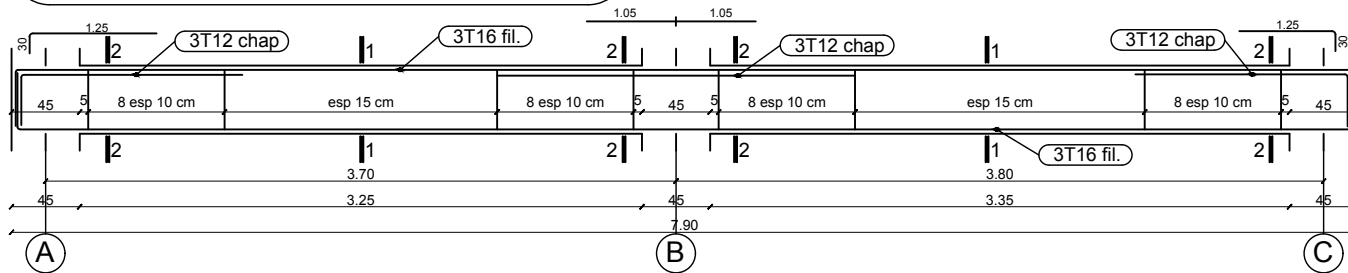


<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		<b>PROJET</b>	
WILAYA	TIZI-OUZOU	<b>50 LOGTS LPL 2010</b>	
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	<b>PROGRAMME LPL 2010</b>	
<b>FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES</b>		ECHELLE : 1/25	PROMOTION : 2019 / 2020
		PLANCHE N :	
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		ETUDE PAR :	AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina

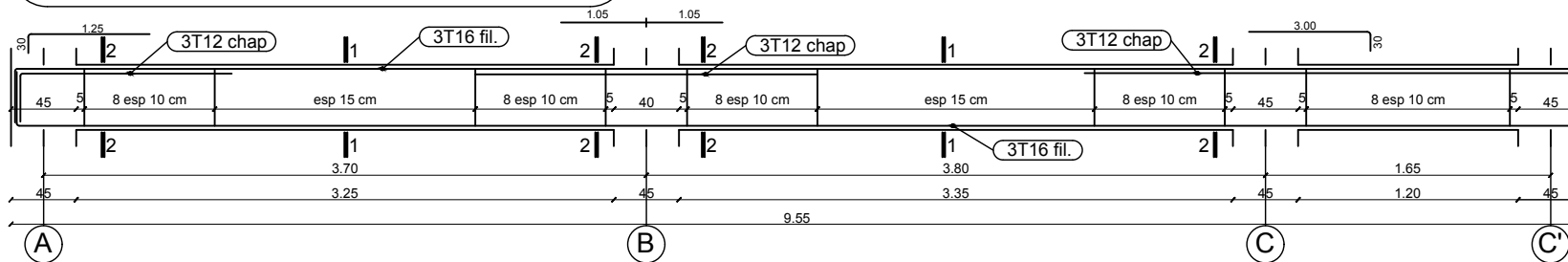
**ferrailage des poutres principales AXE ( 1 - 10 )**  
**NIV -3.06**



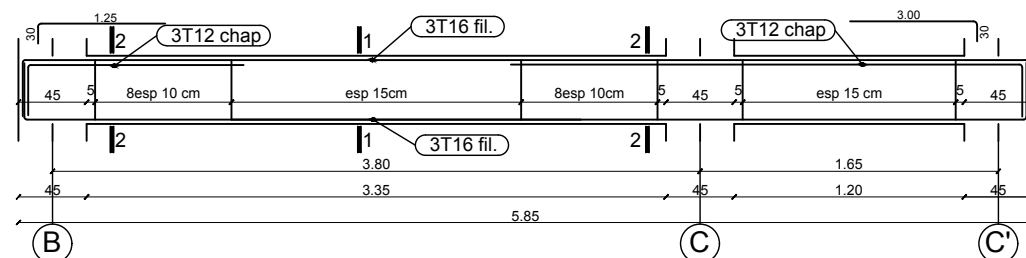
**ferrailage des poutres principales AXE ( 2 - 9 )**  
**NIV -3.06**



**ferrailage des poutres principales AXE ( 3-4-7-8 )**  
**NIV -3.06**

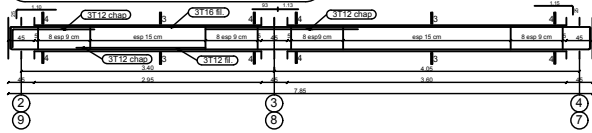


**ferrailage des poutres principales AXE ( 5 - 6 )**  
**NIV -3.06**

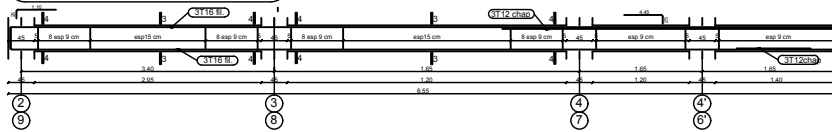


<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>		
WILAYA	TIZI-OUZOU	<b>PROJET</b> 50 LOGTS LPL 2010 PROGRAMME LPL 2010
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	
<b>FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES</b>		ECHELLE : 1/25
		PROMOTION : 2019 / 2020
		PLANCHE N:
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		ETUDIE PAR : AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina

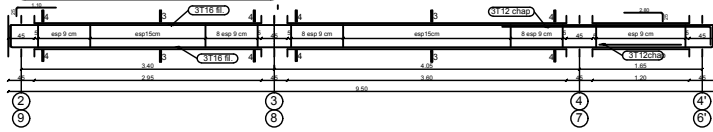
ferrailage des poutres secondaires FILE ( A )  
NIV -3.06 +0.00 +3.06 +6.12 +9.18 +12.24 +15.30 +18.36



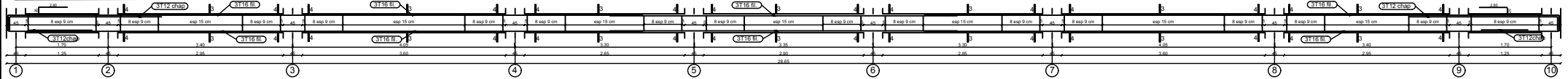
ferrailage des poutres secondaires FILE ( E )  
NIV +0.00



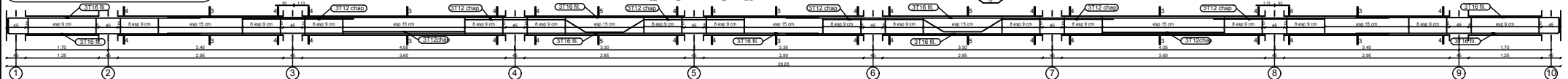
ferrailage des poutres secondaires FILE ( E )  
NIV +3.06 +6.12 +9.18 +12.24 +15.30 +18.36



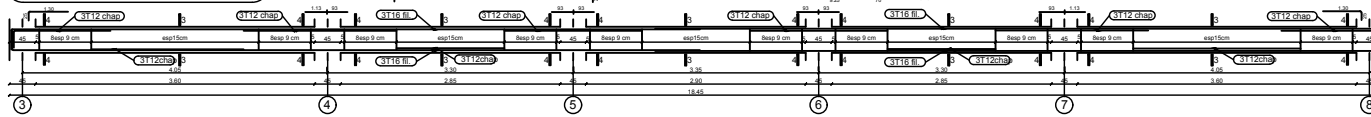
ferrailage des poutres secondaires FILE ( B - C )  
NIV -3.06+0.00+3.06+6.12+9.18+12.24+15.30+18.36



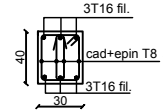
ferrailage des poutres secondaires FILE ( D )  
NIV 0.00 +3.06+6.12+9.18+12.24+15.30+18.36



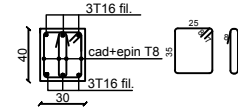
ferrailage des poutres secondaires FILE ( C' )  
NIV -3.06



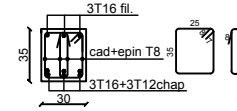
coupe  
3 - 3



coupe  
4 - 4



coupe  
5 - 5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA TIZI-OUZOU  
COMMUNE ILOULA OUMALOU

PROJET  
50 LOGTS LPL 2010  
PROGRAMME LPL 2010

FERRAILAGE DES  
POUTRES SECONDAIRES

ECHELLE : 1/25  
PROMOTION : 2019 / 2020

PLANCHE N:

DIRIGE PAR : Mr. IDDIR  
Abdelkader

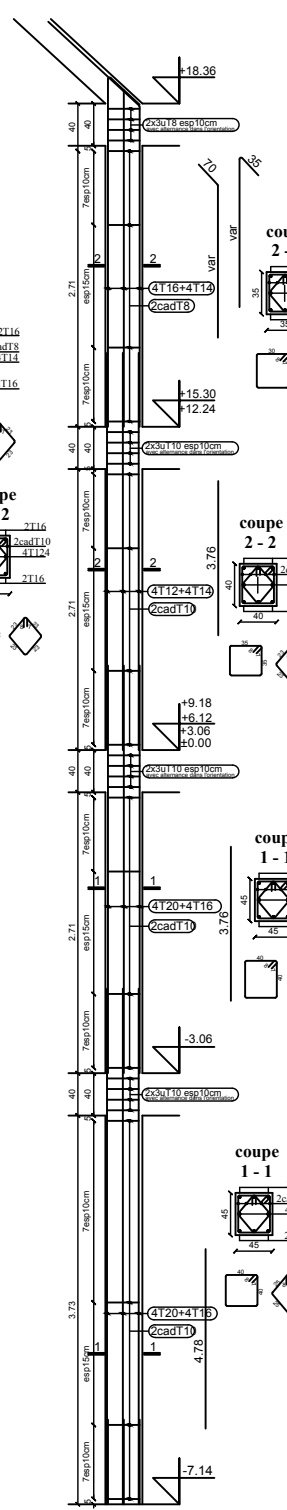
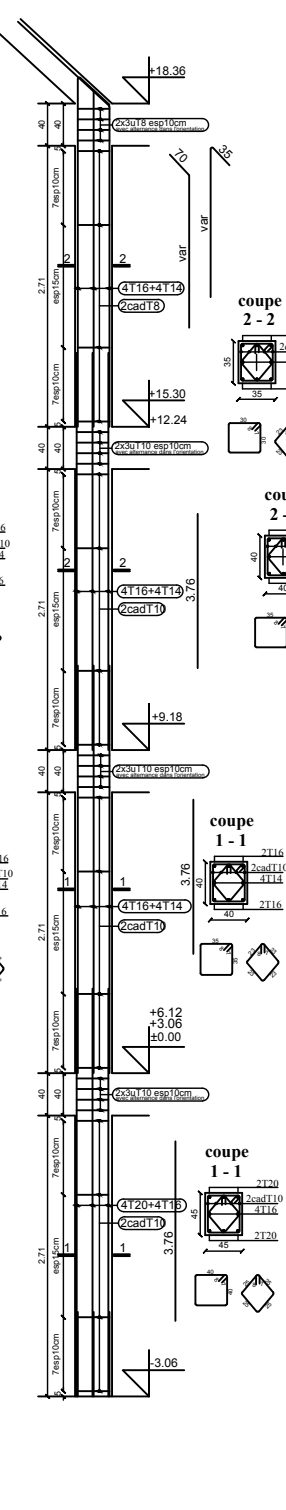
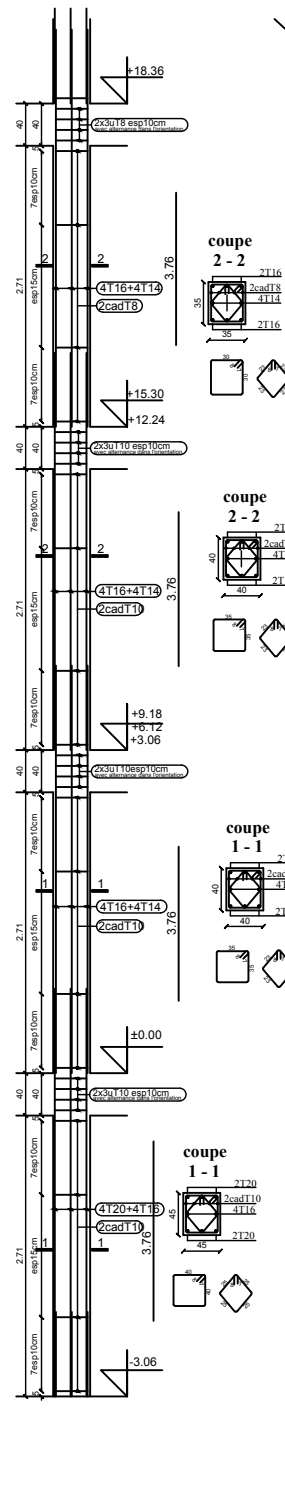
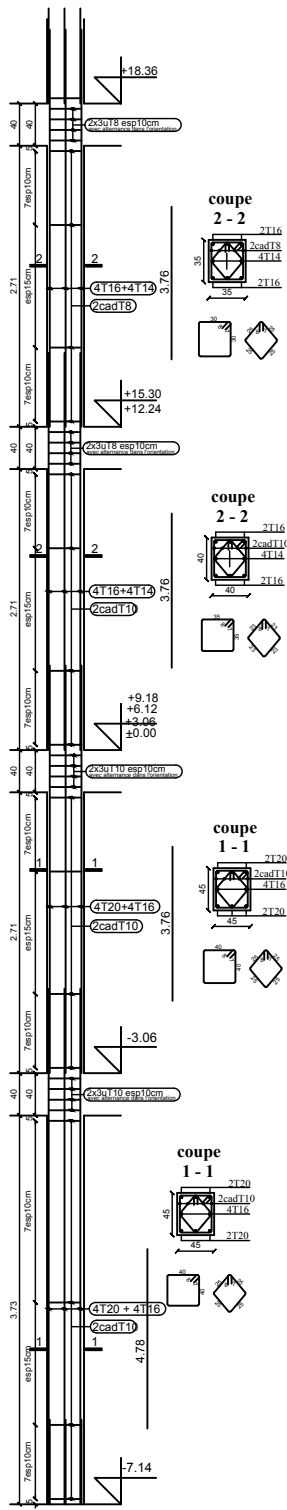
ETUDE PAR: AIT HAMI Samira  
AMEUR Sabrina

ferraillage des poteaux  
centreaux file A-B-C

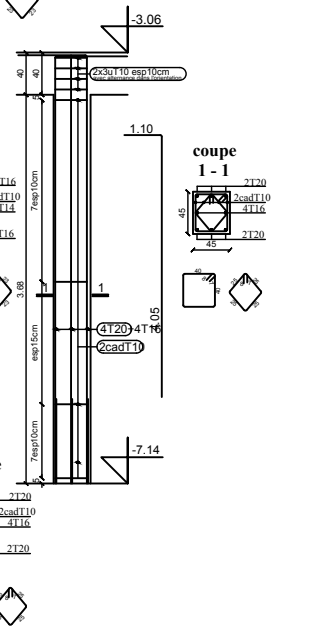
ferraillage des poteaux  
centreaux file D-E

ferraillage des poteaux  
de rives file D-E

ferraillage des poteaux  
de rives file A-B-C

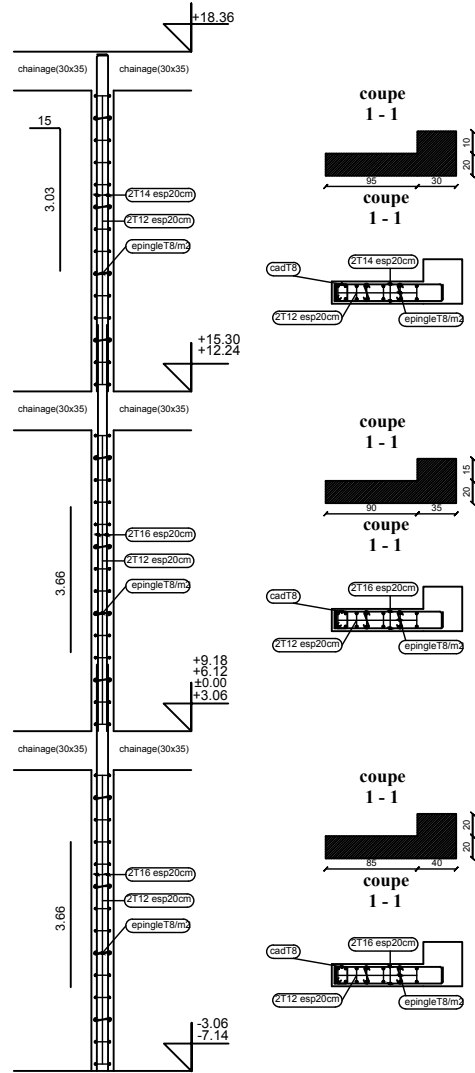


ferraillage des poteaux  
file D

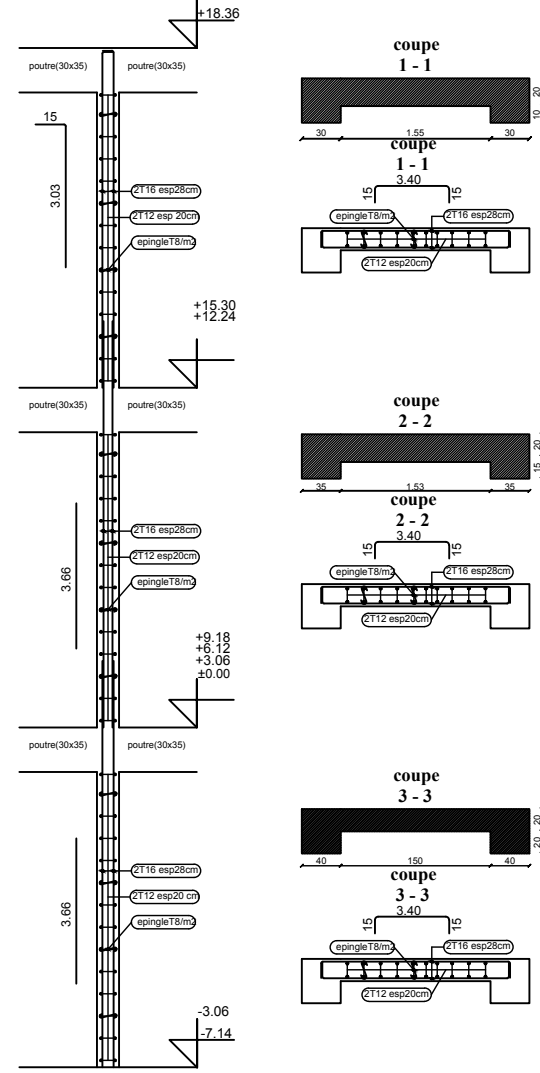


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		<b>PROJET</b>	
WILAYA	TIZI-OUZOU	50 LOGTS LPL 2010	
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	PROGRAMME LPL 2010	
<b>FERRAILLAGE DES POTEaux</b>		ECHELLE : 1/25	
		PROMOTION : 2019 / 2020	
		PLANCHE N :	
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		ETUDIE PAR : AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina	

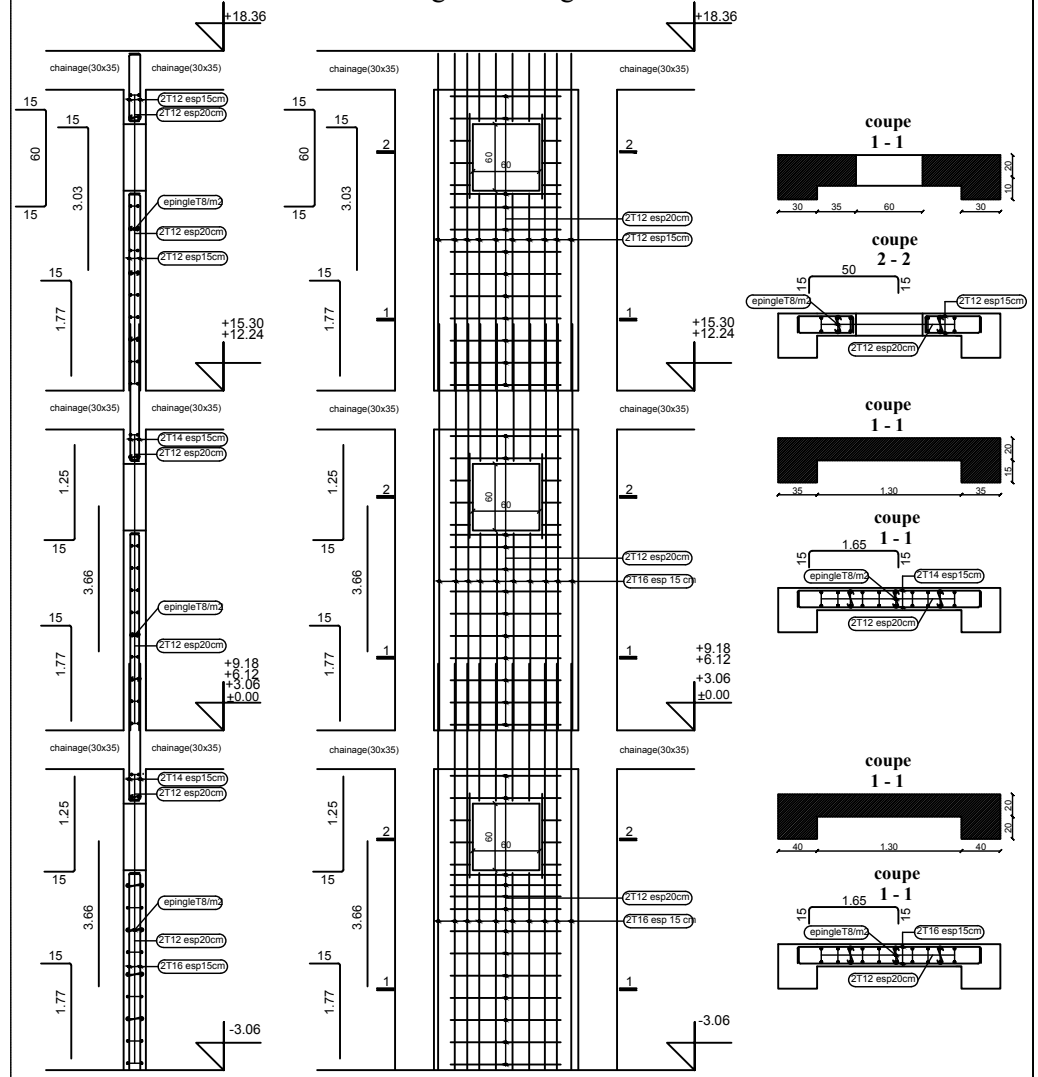
### coffrage ferrillage du voile V1



### coffrage ferrillage du voile V2

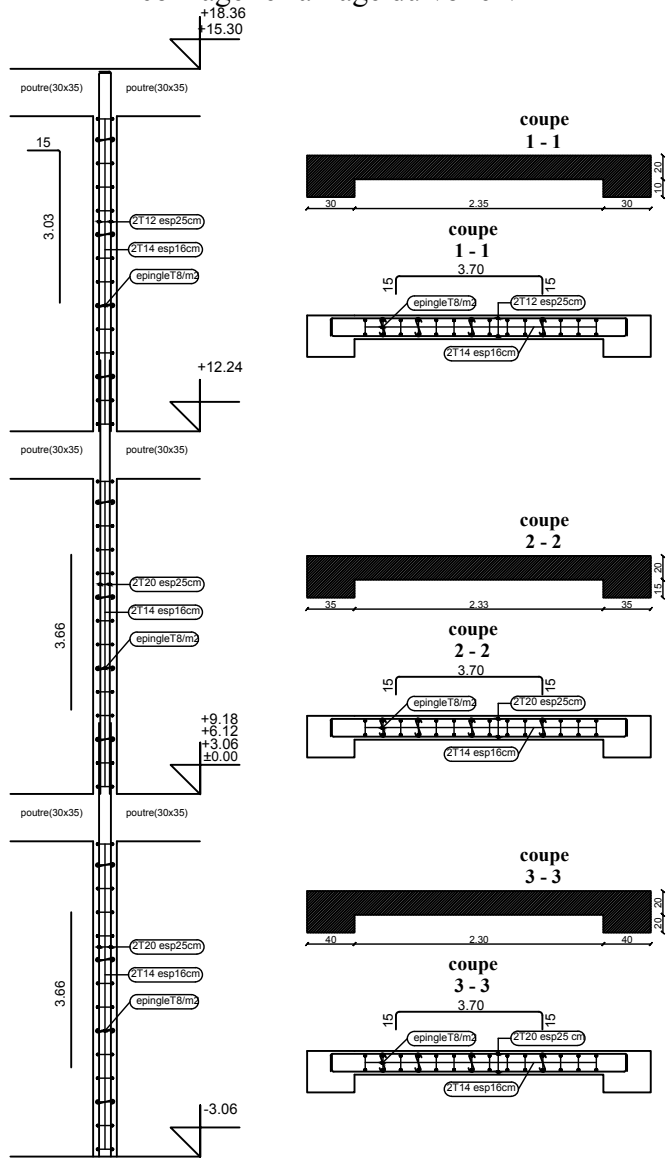


### coffrage ferrillage du voile V3

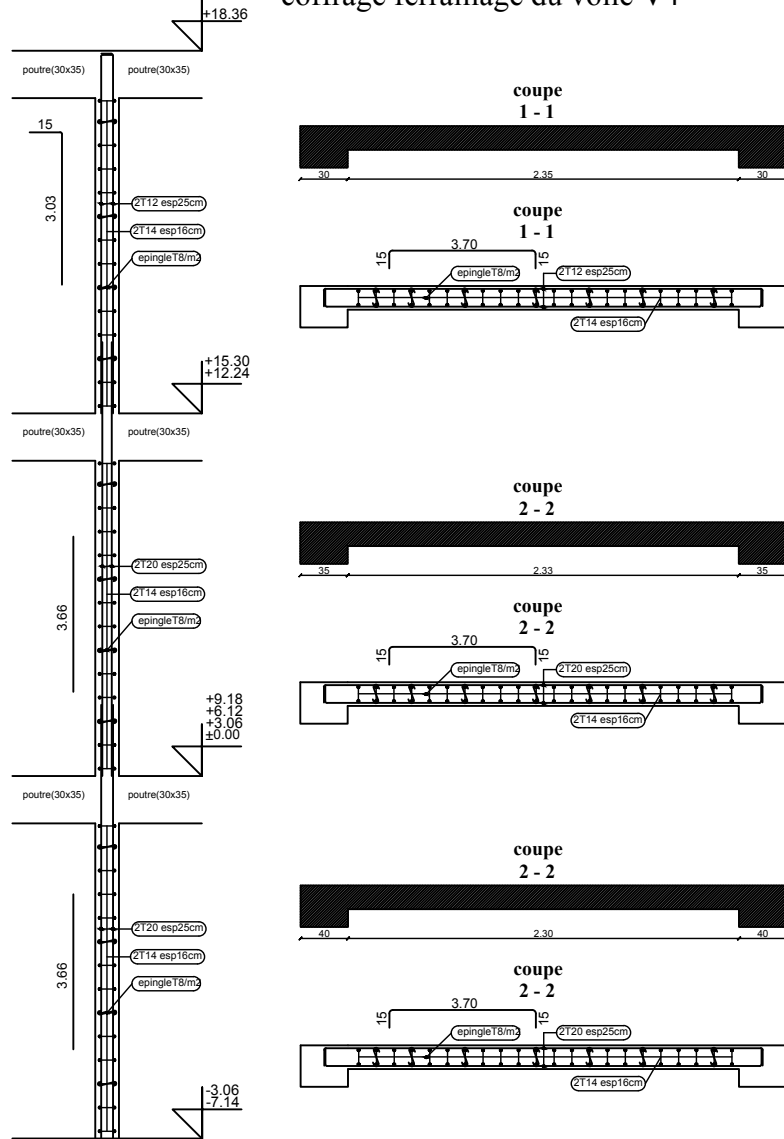


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA	TIZI-OUZOU	<b>PROJET</b> 50 LOGTS LPL 2010 PROGRAMME LPL 2010
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	
<b>FERRAILLAGE DES VOILES V1 - V2 - V3</b>		ECHELLE : 1/50
		PROMOTION : 2019 / 2020
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		PLANCHE N:
		ETUDE PAR: AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina

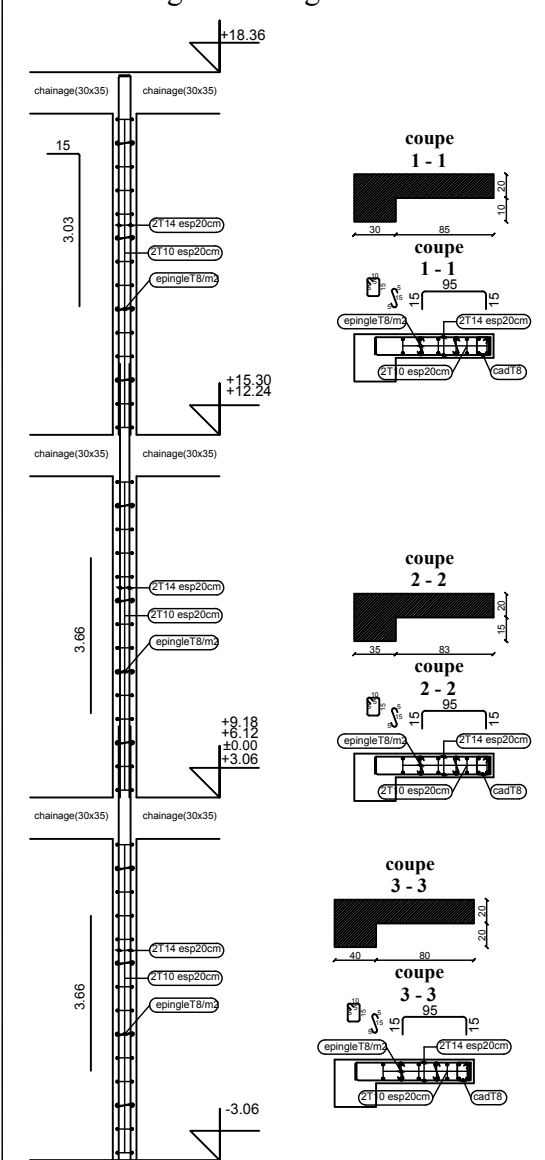
### coffrage ferrillage du voile V4



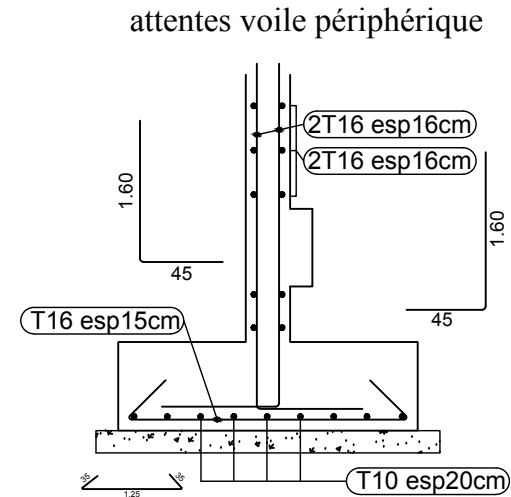
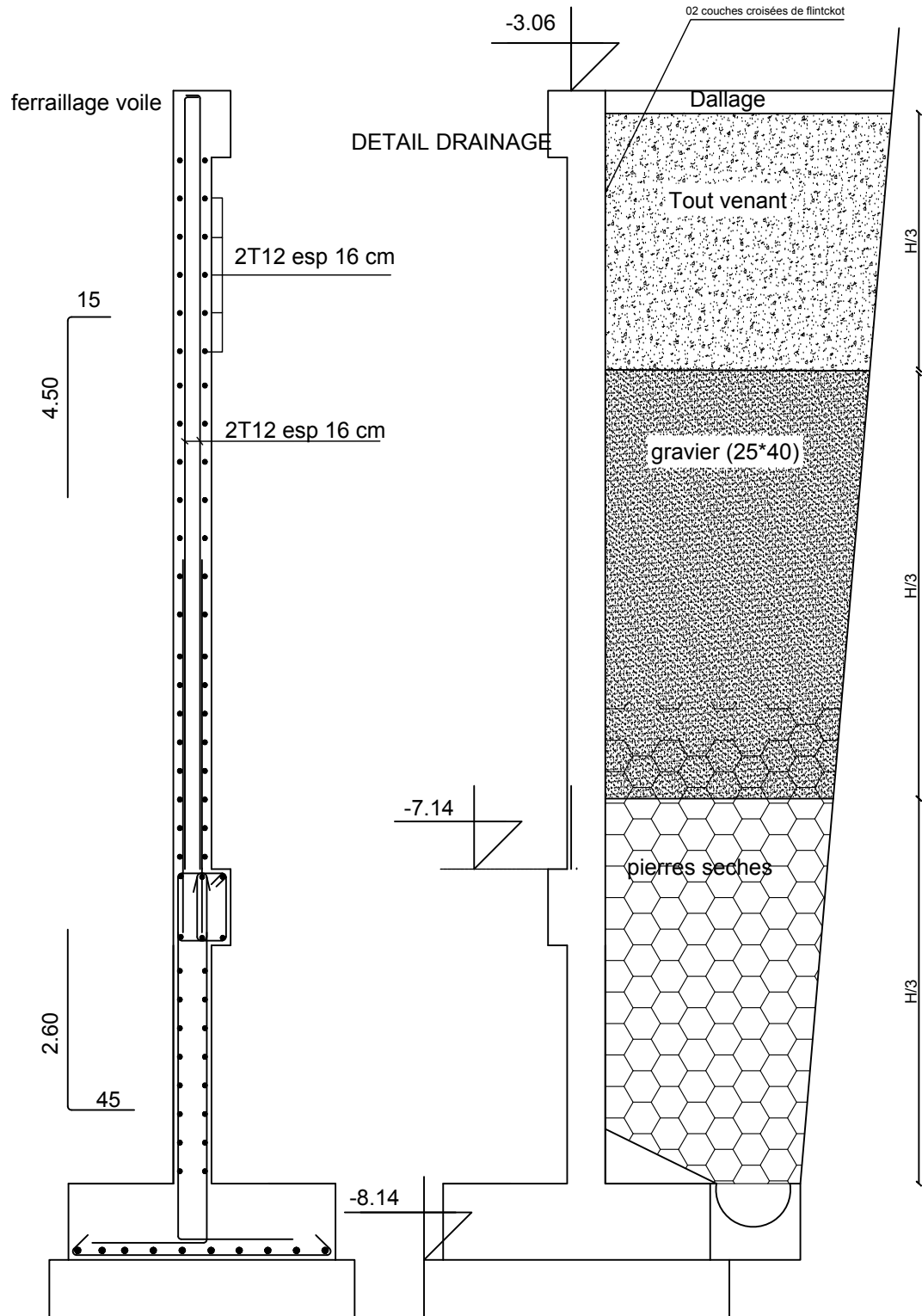
### coffrage ferrillage du voile V4'



### coffrage ferrillage du voile V5

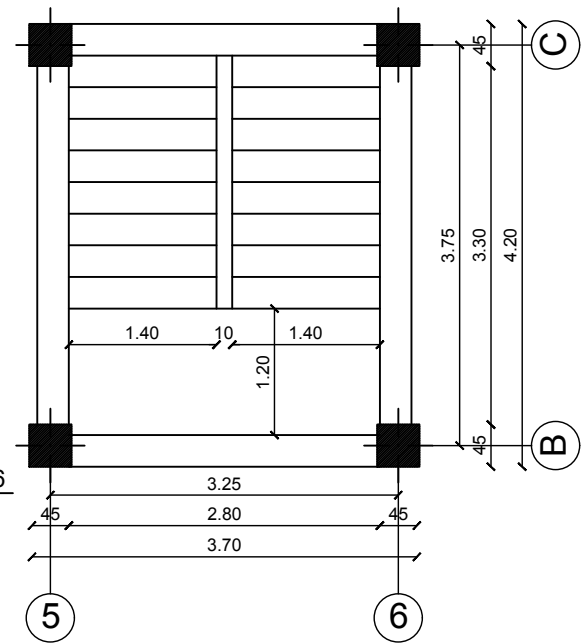
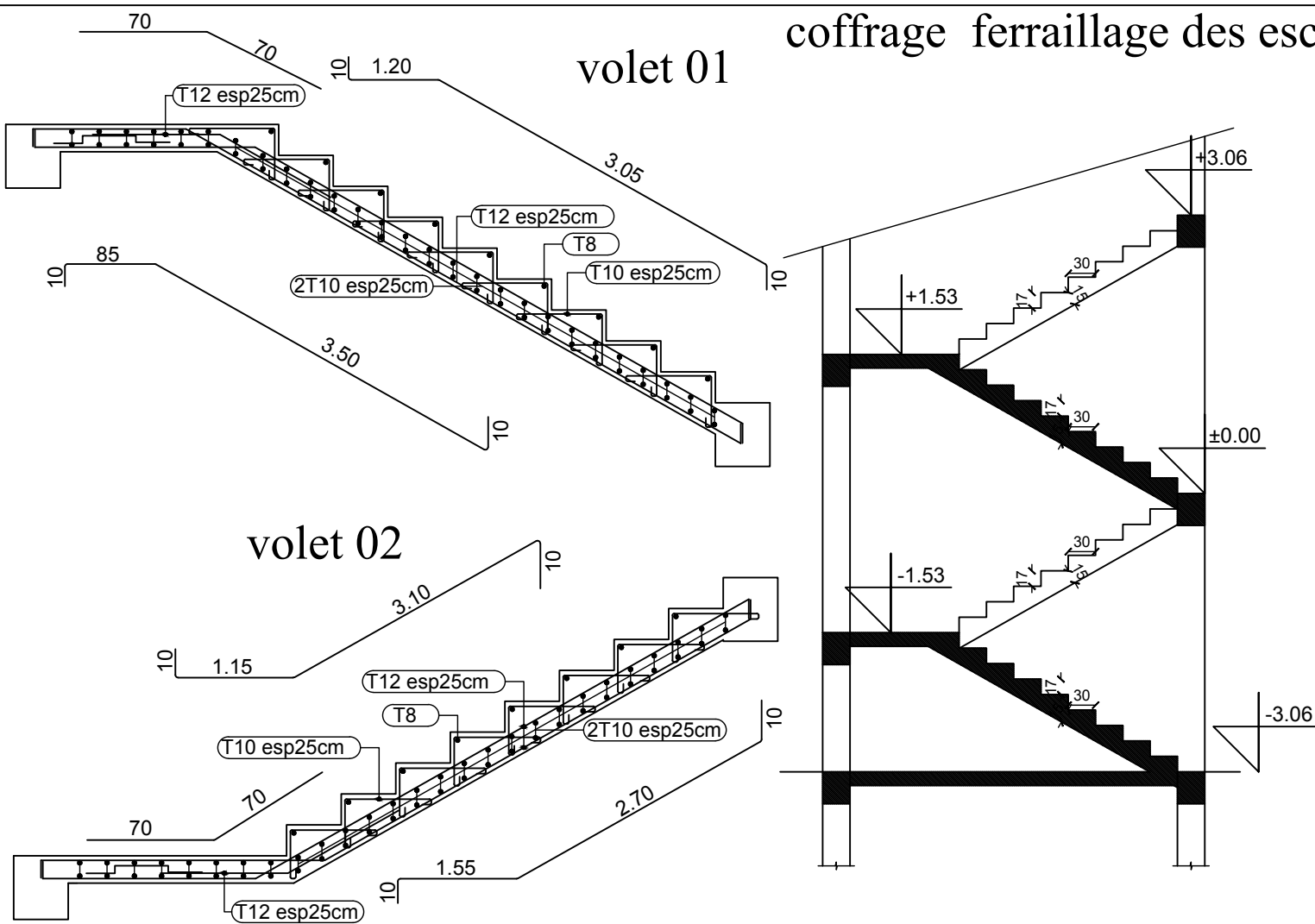


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		<b>PROJET</b>	
WILAYA	TIZI-OUZOU	50 LOGTS LPL 2010	
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	PROGRAMME LPL 2010	
<b>FERRAILLAGE DES VOILES V4 - V5</b>		ECHELLE : 1/50	
		PROMOTION : 2019 / 2020	
		PLANCHE N :	
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		ETUDE PAR : AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina	



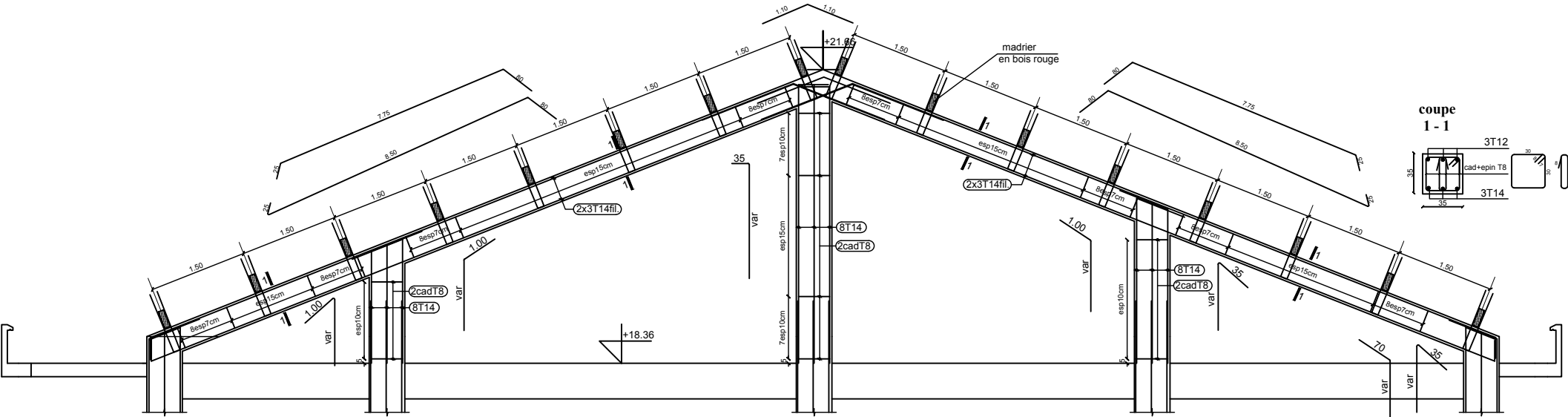
<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>		
WILAYA	TIZI-OUZOU	<b>PROJET</b> 50 LOGTS LPL 2010 PROGRAMME LPL 2010
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	
<b>FERRAILLAGE</b> <b>VOILE PLAQUE</b>		ECHELLE : 1/25
		PROMOTION : 2019 / 2020
		PLANCHE N:
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		ETUDIE PAR: AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina

# coffrage ferrailage des escaliers



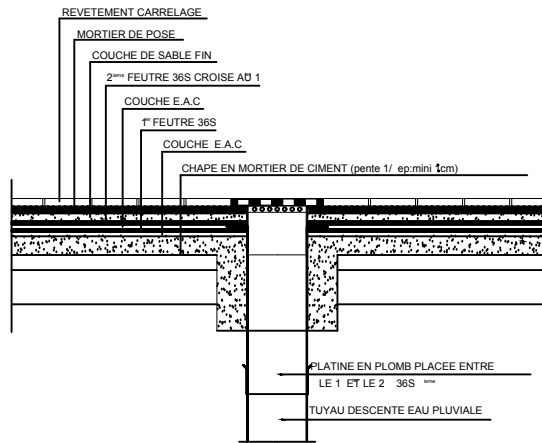
<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>		
WILAYA	TIZI-OUZOU	<b>PROJET</b> <b>50 LOGTS LPL 2010</b> <b>PROGRAMME LPL 2010</b>
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	
<b>FERRAILAGE DES ESCALIERS</b>		ECHELLE : 1/25
		PROMOTION : 2019 / 2020
		PLANCHE N:
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		ETUDIE PAR: AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina

# ferrailage portique charpente

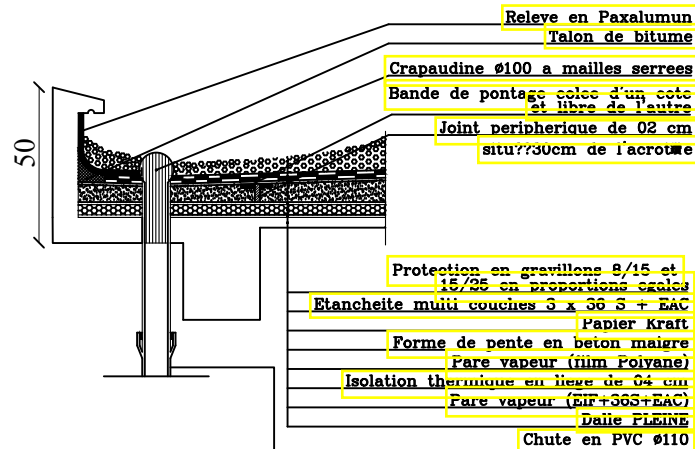


## DETAILS ETANCHEITE

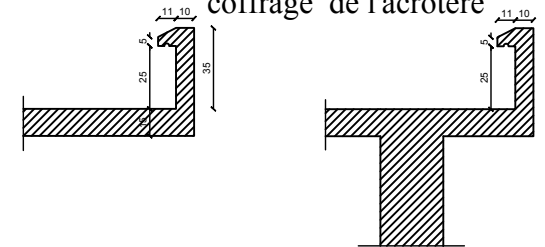
### DETAIL ETANCHEITE SANITAIRE



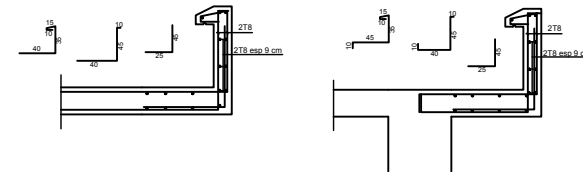
### ETANCHEITE ACROTERE



### coffrage de l'acrotère

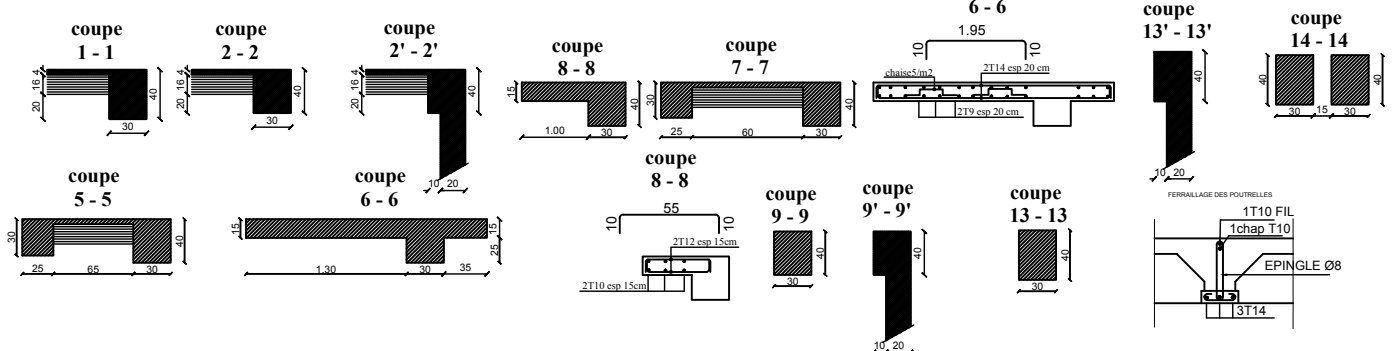
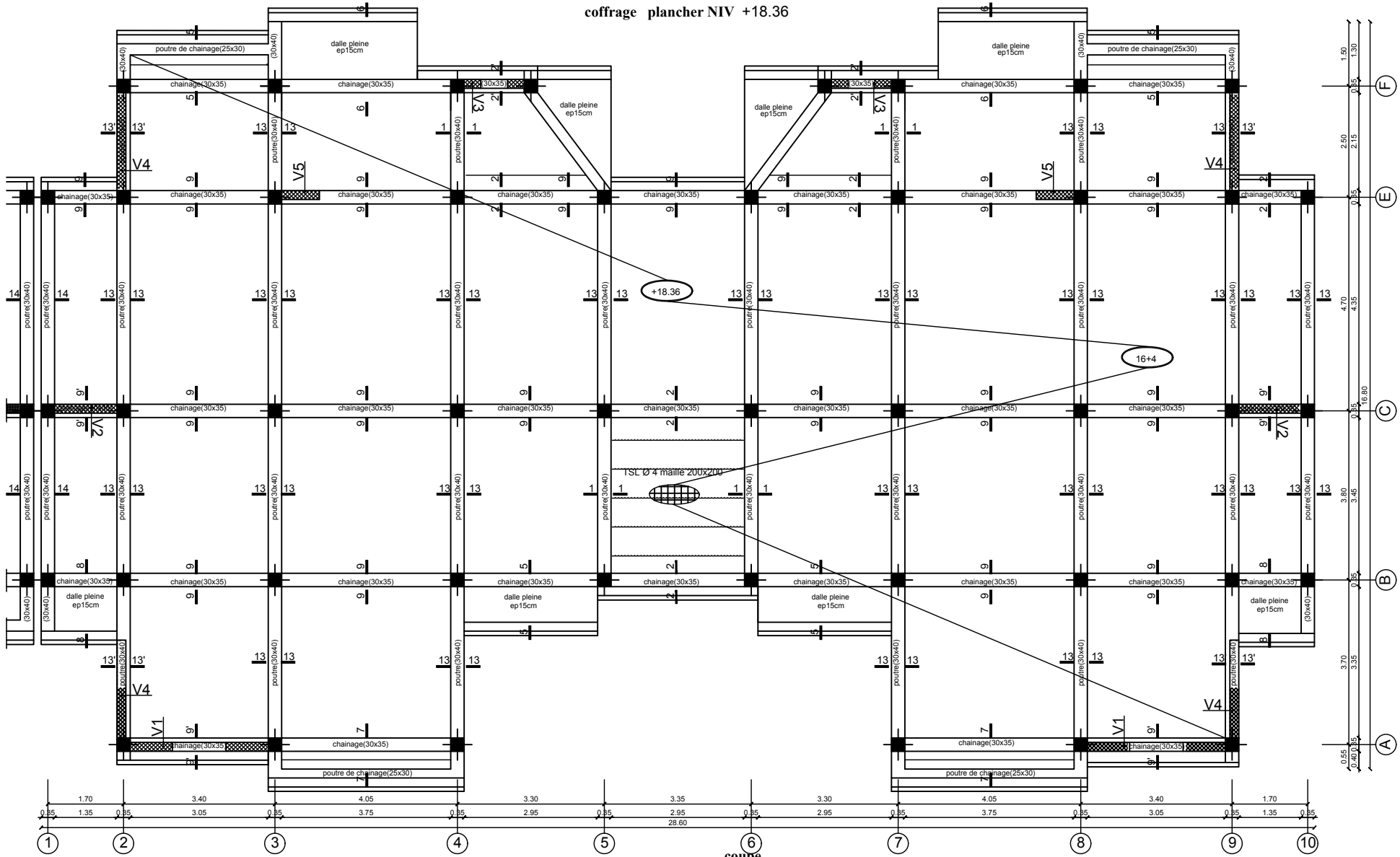


### ferrailage de l'acrotère



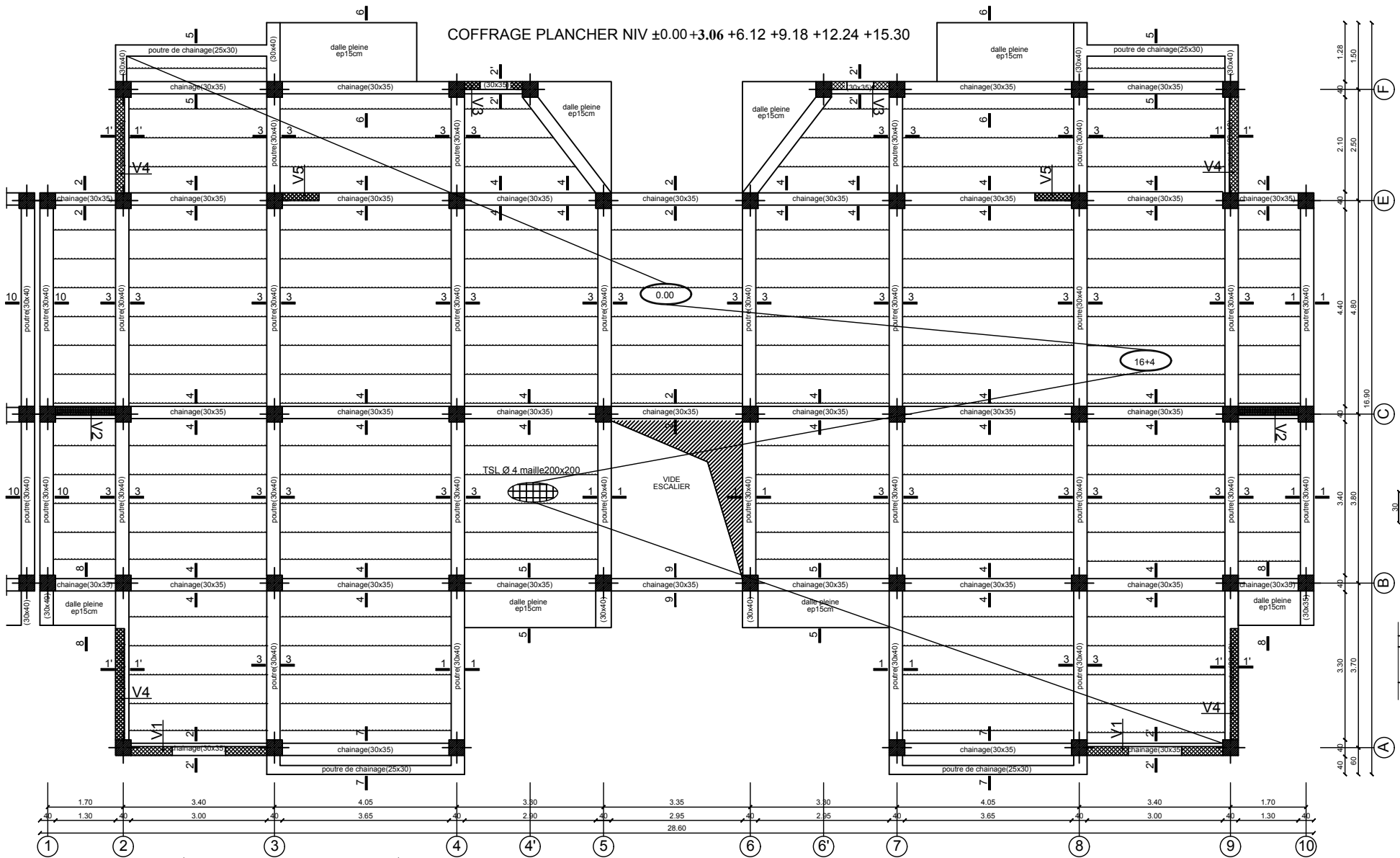
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA	TIZI-OUZOU	<b>PROJET</b> 50 LOGTS LPL 2010 PROGRAMME LPL 2010
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	
<b>FERRAILAGE PORTIQUE CHARPENTE</b>		ECHELLE : 1/50
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		PROMOTION : 2019 / 2020
		PLANCHE N:
		ETUDE PAR: AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina

coffrage plancher NIV +18.36

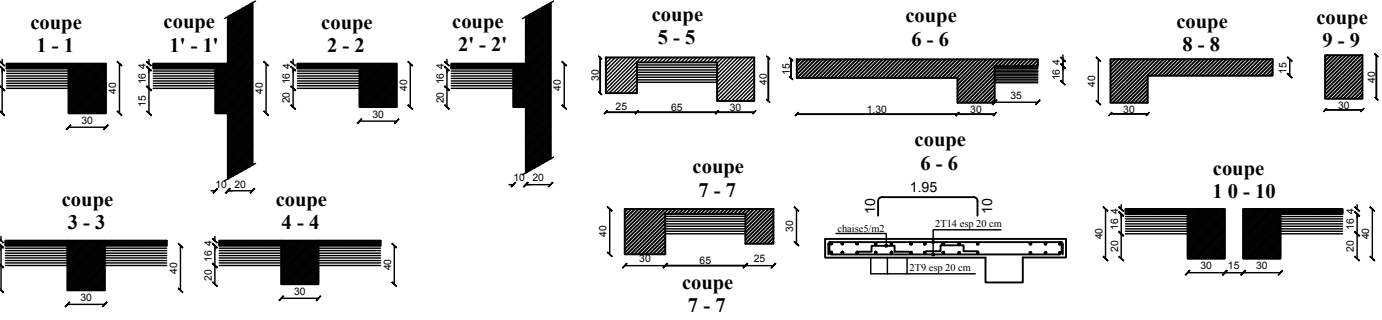
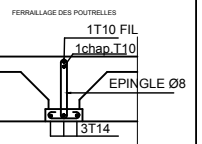
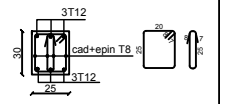


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		<b>PROJET</b> 50 LOGTS LPL 2010 PROGRAMME LPL 2010	
WILAYA <u>          </u> COMMUNE <u>          </u>	TIZI-OUZOU ILLOULA OUMALOU	ECHELLE : 1/50 PROMOTION : 2019 / 2020 PLANCHE N:	
<b>COFFRAGE</b> <b>PLANCHER NIV +18.36</b>		DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader	
FERRAILLAGE DES POUTRELLES 		ETUDIE PAR: AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina	

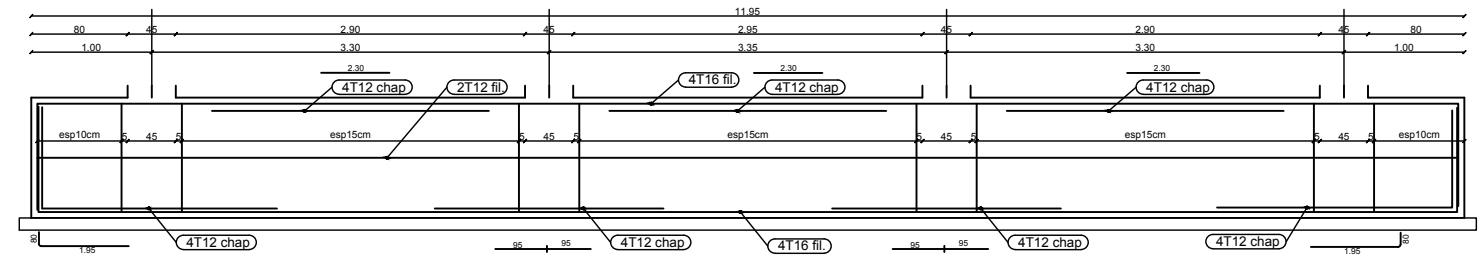
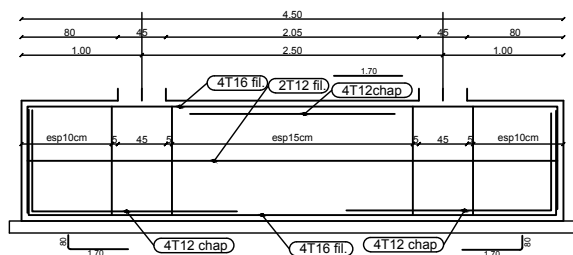
COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00+3.06+6.12+9.18+12.24+15.30



détail ferrillage bande noyée



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		<b>PROJET</b>	
WILAYA	TIZI-OUZOU	50 LOGTS LPL 2010	
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	PROGRAMME LPL 2010	
<b>COFFRAGE PLANCHER</b>		ECHELLE : 1/50	
NIV ±0.00+3.06+6.12		PROMOTION : 2019 / 2020	
+9.18+12.24+15.30		PLANCHE N:	
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		ETUDE PAR: AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina	



coffrage ferrailage des semelles SF6

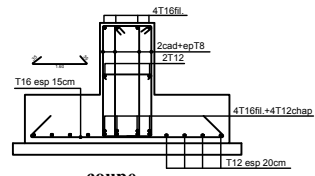
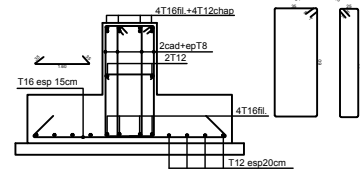
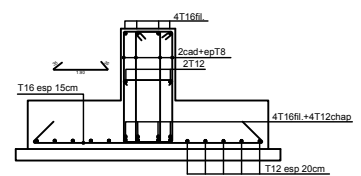
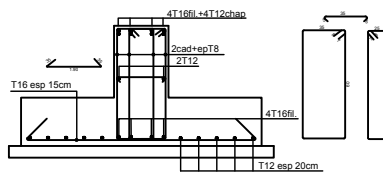
coffrage ferrailage des semelles SF5

ferrailage en travée

ferrailage en appuis

ferrailage en travée

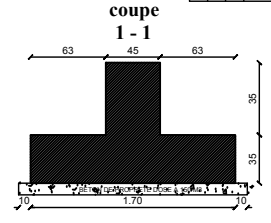
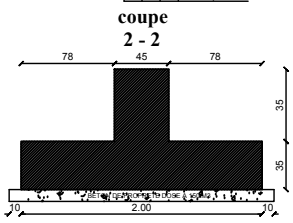
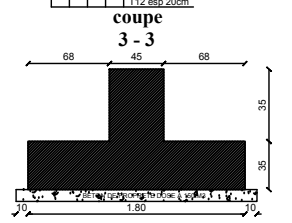
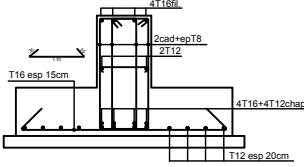
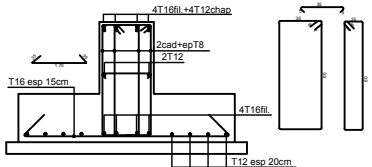
ferrailage en appuis



coffrage ferrailage des semelles SF7

ferrailage en travée

ferrailage en appui



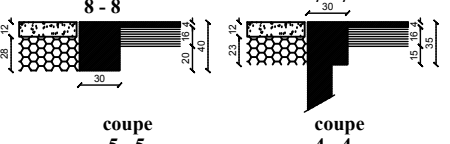
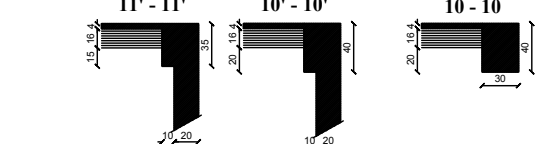
coupe 11' - 11'

coupe 10' - 10'

coupe 10 - 10

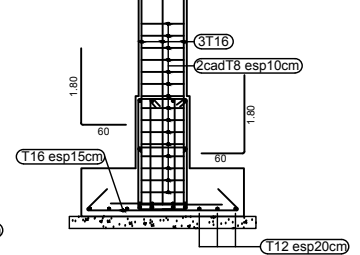
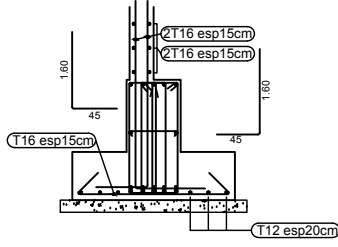
coupe 8 - 8

coupe 7 - 7

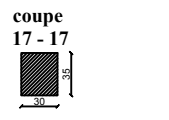
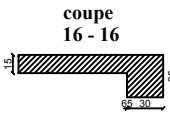
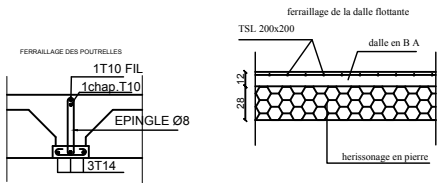
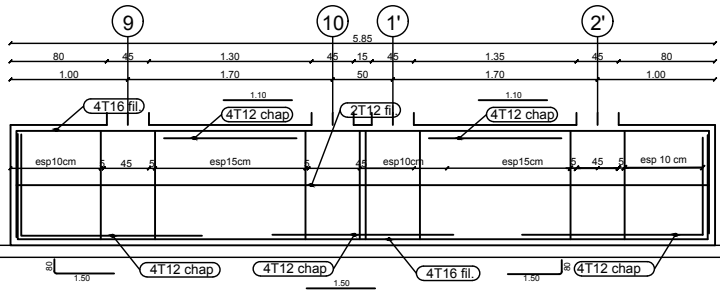


attentes voile

attentes poteaux

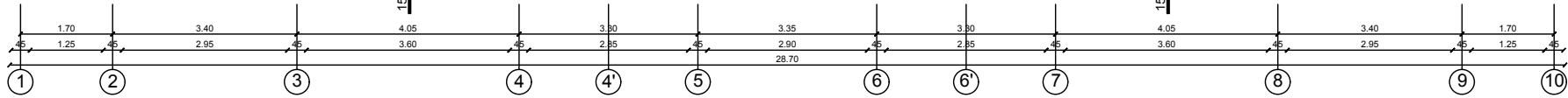
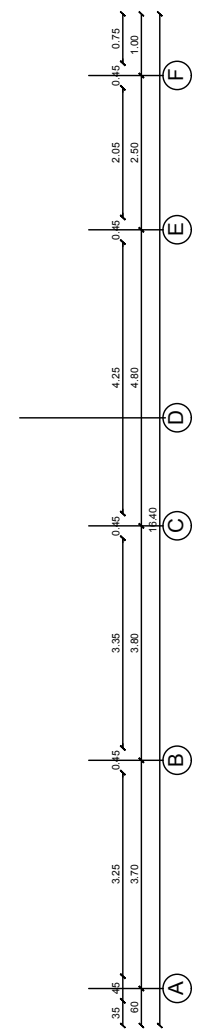
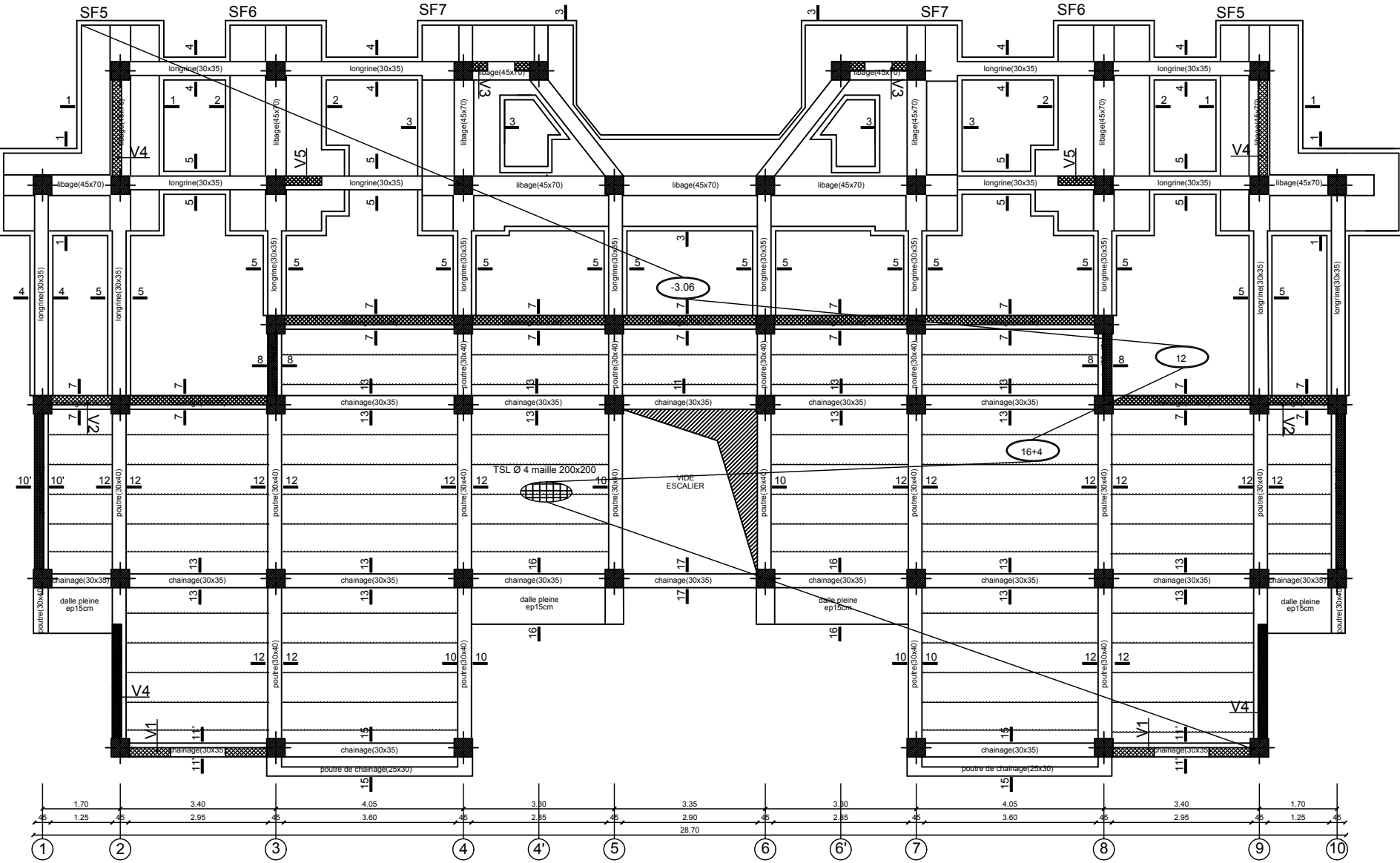


ferrailage des libages FILE (E) NIV -3.06



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA	TIZI-OUZOU	<b>PROJET</b> 50 LOGTS LPL 2010 PROGRAMME LPL 2010
COMMUNE	ILLOULA OUMALOU	
<b>FERRAILAGE FONDATIONS NIV : 0.00</b>		ECHELLE : 1/25 PROMOTION : 2019 / 2020
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		PLANCHE N: ETUDIE PAR: AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina

coffrage fondations et plancher NIV -3.06



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA <u>          </u> COMMUNE <u>          </u>	TIZI-OUZOU ILLLOULA OUMALOU	<b>PROJET</b> 50 LOGTS LPL 2010 PROGRAMME LPL 2010
<b>COFFRAGE FONDATIONS</b> <b>NIV : 0.00</b>		ECHELLE : 1/50 PROMOTION : 2019 / 2020 PLANCHE N:
DIRIGE PAR : Mr. IDDIR Abdelkader		ETUDIE PAR: AIT HAMI Samira AMEUR Sabrina

# conclusion générale



L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste. Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différentes méthodes de calcul des éléments structuraux et non structuraux ainsi que les règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version 2003 » ainsi que les divers documents techniques. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC...).

Particulièrement, ce travail nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- **Règlement Parasismique Algérien RPA99 (modifié 2003).**
- **Règlement Neige et Vent Algérien 99.**
- **Règles de construction et de calcul des structures en béton armé CBA 93.**
- **Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83.**
- **Document technique réglementaire DTR Charges et surcharges D.T.R.B.C.2-2.**
- **Règle CB71 Règles de calcul et conception de charpente en bois, juin 1984.**
- **VICTOR DAVIDOVICI, Formulaire du béton armé.**
- **BAEL 91 modifié 1999, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.**
- **Jean-Pierre MOUGIN, Béton armé, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, 2ème édition 2000**

## Ouvrages :

- **Calcul des ouvrages en béton armé (M- Belazougui).**
- **Cours et TD des années précédentes.**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**

## Logiciels :

- **Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).**
- **Logiciel de dessin AUTO CAD 2009.**
- **Logiciel de ferrailage SOCOTEC.**