



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPEREUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم

Université Abdelhamid Ibn Badais Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

قسم الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**N° d'ordre : M2. /GC/2023**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE  
MASTER ACADIMIQUE**

**Filière : Génie-civil**

**Option : Structure**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment en béton armé (RDC+6étages+S-  
sol) Contreventé par des voiles de contreventement**

**Présenté par :**

- BOUALI BAKHTA

- BENSADIA HOURIA

*Soutenu le 21/06/2023 devant le jury composé de :*

Encadrant : Dr. BELBACHIR NESRINE MCB Université de Mostaganem

Président : Dr. BELGUESMIA Khalil MCB Université de Mostaganem

Examineur : Dr. ZELMAT YASSINE MCB Université de Mostaganem

**Année Universitaire : 2022/2023**

## REMERCIEMENT

Les années passaient et nous peignions des rêves sur les sommets des montagnes et gravissions les hauteurs sur les échelles des troubles et nous restions éveillés des nuits qui étaient pour nous un phare avec lequel nous communiquions tous les souhaits.

Nous voici aujourd'hui, debout pas à pas avec succès, un succès dans lequel nous remercions le Tout-Puissant pour l'attitude envers chaque bonne femme et paysanne.

Nous remercions également notre encadrante Mme Belbachir Nasrine et chaque enseignant qui, inlassablement et sans relâche, nous a éclairé les chemins des ténèbres .

Et le plus grand merci à ceux qui m'ont nourri de la boisson de lutte et à ceux qui ont décoré ma vie et enlevé devant moi tous les nuisibles et insultés toutes les joies .

Voici la bougie du succès de maman et papa.

Merci à tous ceux qui ont contribué à la préparation de ce travail, même avec une lettre dans mon livre blanc.

### Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un RDC plus (06) étages, implanté à Sayada dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique II-a selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première partie est dédiée en premier lieu à la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure est effectué et enfin les charges sont évaluées.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) est présentée dans la dernière partie.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية تتالف من طابق تحت الارض+طابق ارضي+6طوابق بصيادة ولاية مستغانم ا المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم a-II حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة لقواعد المضادة للزلازل ( BAEL91 )  
2003 version RPA 99 et le RPA 99 modifiée en 99) تتكون من اربعة اجزاء

الجزء الاول : يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء الابعاد الاولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر

الجزء الثاني :يهدف الى دراسة العناصر الثانوية للبناية

الجزء الثالث:يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج Autodesk Robot structural  
Analysys

الجزء الاخير : يشمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة .الروافد.الجدران المسلحة و الاساسات)

ROBOT 2019, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.الكلمات المفتاحية ,

### Summary

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a basement and a ground floor addition (06) floors, located in sayada in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ROBOT Nonlinear 19 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, shear walls, and raft) will be calculated in the last part.

**Key words** : Building, Reinforced concrete, ROBOT 2019, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

# SOMMAIRE

## Introduction

### Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

I.1- Introduction .....	2
I.2- Présentation du projet .....	2
I.2.1 Système constructif .....	3
I.3- Caractéristiques générales .....	3
I.3.1- Caractéristiques géométriques .....	3
I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol .....	4
I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 .....	4
I.5- Les sollicitations .....	4
I.6- Caractéristique des matériaux .....	4
I.6.1- Béton Armé .....	4
I.6.2- Le béton .....	5
I.6.3- L'Acier .....	6

### Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges

II.1- Introduction .....	8
II.2- Pré-dimensionnement des poutres .....	8
II.2.1- Poutres principales .....	8
II.2.2- Poutres secondaires .....	9
II.3- Pré-dimensionnement des plancher .....	9
II.3.1- Plancher à corps creux .....	10
II.3.2- Plancher à dalle pleine .....	10
II.4- Descente de charges .....	11
II.4.1- Plancher terrasse inaccessible .....	11
II.4.2- Plancher étage courant .....	12
II.4.3- dalle plein des planchers hauts du sous sol .....	13
II.5- Pré-dimensionnement des poteaux .....	14
II.6- Pré-dimensionnement des voiles .....	19
II.6.1- Voiles de contreventement .....	19
II.6.2- voiles périphériques .....	19

### Chapitre III : Etude des planchers

III.1- Introduction .....	21
III.2- Plancher à corps creux .....	21
III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles .....	22
III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression .....	23
III.2.3- Evaluation de la charge .....	24
III.2.4- Méthode de calcul .....	25
III.2.5- Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse .....	27
III.2.6- Détermination des armatures .....	37
III.2.6.1- Calcul des armatures transversales .....	41
III.2.7- Vérification de la flèche .....	43
III.3- Plancher à dalle pleine .....	48
III.3.1- Méthode de calcul .....	44
III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations .....	49
III.3.3- Exemple de calcul .....	51
III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine .....	57
III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement .....	63

III.3.6- vérification de la flèche .....	63
--	----

## Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1- Etude des BALCON .....	69
IV.1.1- Descente des charges.....	69
IV.1.2- calcul des ferrailages.....	71
IV.1.3- vérification des contraintes de cisaillement.....	72
IV.1.4- vérification des flèches.....	73
IV. 2- Etude de l'acrotère .....	73
IV.2.1- Définition.....	73
IV.2.2 évaluation des charges .....	73
IV.2.3- Calcul du ferrailage.....	74
IV.2.4- Vérification à ELS .....	76
IV.1 Etude des escaliers .....	80
IV.1.1 Définition.....	81
IV.1.2.Escalier type 1 .....	81
IV.1.2.1Pré-dimensionnement .....	81
IV.1.2.2 Descente de charge .....	82
IV.2 Palier.....	83
IV..2.1 Calcul du ferrailage .....	84
IV.3 Poutre palière .....	87
IV.3.1Pré-dimensionnement.....	87
IV.3.2Evaluation des charges .....	88
IV.' Calcul des ferrailages.....	89

## Chapitre V: Etude sismique

VI.1- Introduction .....	94
VI.2- Niveau d'application de l'action sismique .....	94
VI.3- Modélisation .....	94
VI.4- Présentation du logiciel « Robot» .....	95
VI.4.1- Etapes de la modélisation .....	96
VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003 .....	97
VI.5.1- Classification des zones sismiques .....	97
VI.5.2- Classification de l'ouvrage .....	97
VI.5.3- Classification des sites .....	97
VI.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 .....	98
VI.6.1- Méthodes utilisables.....	98
VI.6.2- Méthode statique équivalente .....	98
VI.6.3- La Méthode modale spectrale.....	98
VI.7- Méthode dynamique modale spectrale.....	99
VI.7.1- Spectre de réponse de calcul.....	99
VI.8- Caractéristiques géométriques et massique de la structure .....	103
VI.9- Vérification des conditions du RPA99/Version2003.....	<b>106</b>
VI.9.1. Résultante des forces sismiques de calcul .....	106
VI.9.2- Calcul de la force sismique totale V .....	106
VI.9.3- Périodes et facteurs de participation modale .....	106
VI.9.4- Vérification des Sollicitations normales .....	110

VI.9.5- Vérification des déplacements.....	110
VI.9.6- Vérification de l'effet $P - \Delta$ .....	110

### Chapitre VI : Etude des portiques

VII.1- Introduction .....	113
VII.2- Définition .....	113
VII.3- Ferrailage des portiques .....	113
VII.3.1- Combinaisons d'actions .....	113
VII.3.2- Ferrailage des poutres .....	113
VII.3.3- Etude des poteaux .....	123
VII.3.3.1- Combinaison de charges .....	124
VII.3.3.2- Principe de calcul.....	124
VII.3.3.3- Ferrailage des poteaux .....	125

### Chapitre VII: Etude des voiles

VII.1- Généralités .....	140
VII.2- Ferrailage des voiles .....	140
VII.2.1- Procédures de ferrailage .....	141
VII.2.2- Exemple de calcul.....	143
VII.3.1 les caractéristiques géométrique du voile.....	144
VII.3.2vérification de la stabilité de la résistance d'un voile .....	144
VII.3.3détermination la contrainte moyenne de la bande .....	145
VII.3.4 Effort normale appliquer sur la bande .....	145
VII.3.5Calcul de effort limite ultime.....	145
VII.4Calcul les ferrailage .....	145
VII.4.1 Ferrailage verticale.....	145
VII.4.1 Calcul des contraintes .....	146
VII.4.1.2 Calcul des contraintes moyenne.....	146
VII.4.1.3 détermination la contrainte moyenne de la bande.....	146
VII.4.2 Calcul des armatures transversale.....	148
VII.5- Etude des voiles périphérique .....	149

### Chapitre VIII : Etude des fondations

VIII.1- Introduction.....	160
VIII.2- Calcul de la semelle isolée.....	160
VIII.3- Etude du radier .....	162
VIII.3.1- Pré-dimensionnement du radier .....	162
VIII.4.- Détermination des sollicitations.....	166
VIII.4. Vérification du soulèvement .....	166
VIII.5 Combinaison d'action .....	166
VIII.5.1 Vérification des contrainte sous radier .....	167
VIII.6. Calcul des moments fléchissant .....	168

## Liste des figures

Chapitre II : Pré-dimensionnements et descente des charges	
Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	10
Figure II.2: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	11
Figure II.8: Schéma représentatif d'un étage courant.....	14
Figure II.9: Section réduite du béton.....	14
Figure II.11: Coupe sur voile en élévation.....	19
Chapitre III : Etude des planchers	
Figure III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	21
Figure III.2: Schéma des poutrelles.....	22
Figure III.3: Dénivellements adoptés pour les poutrelles.....	23
Figure III.4: Schéma statique d'une poutre continue.....	26
Figure III.5: Section de calcul en travée.....	36
Figure III.6: Section de calcul en appuis.....	38
Figure III.7: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	41
Figure III.8: Section de calcul.....	44
Figure III.9: Enrobage.....	47
Figure III.10: Les panneaux de notre structure.....	51
Figure III.11: Panneau continu au-delà de ses appuis.....	52
Figure III.12: Coordonnée de centre de gravité.....	63
Figure III.13: Ferrailage de la dalle pleine.....	66
Chapitre IV : Etude des éléments non secondaires	
Figure IV..1: Coupe sur balcons.....	69
Figure IV..2: Enrobage.....	70
Figure IV..4: Section de calcul.....	71
Figure IV..5: coupe transversale de l'acrotère.....	73
Figure IV..6: section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	74
Figure IV..7: position de centre de pression.....	77
Figure IV..8: Ferrailage de l'acrotère.....	79
Figure IV.9.: Vue en plan de la cage d'escalier.....	80
Figure IV.10.: Dessin de ferrailage d'escalier.....	92
Figure IV.11: Dessin de ferrailage de la poutre palier.....	93
Chapitre V : Etude sismique	
Figure V.1: Interface de robot.....	97
Figure V.2: Disposition des voiles.....	103
Figure V.2: 1ère mode de translation.....	108
Figure V.2: 2ème mode de translation.....	108
Figure V.2: 1ère mode de torsion.....	109
Chapitre VI : PORTIQUE.	
Figure VI.1: Section de calcul en travée.....	116
Figure VI.2: Section de calcul en Appuis.....	117
Figure VI. 3: Armatures transversales.....	120
Figure VI.4 ferrailage des poutres principales.....	122
Figure VI.5 ferrailage des poutres secondaires.....	122
Figure VI.6 Sollicitation sur les poteaux.....	123

Figure VI.7: zone nodale [RPA99/2003.Fig.7.2].....	126
Figure VI.8: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement. ....	128
Figure VI.11: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.	
Figure VI.12: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.	
Figure VI.13: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.	
Figure VI.11: ferrailage des poteaux.....	139
Chapitre VII : Etude des voiles	
Figure VII.1: schéma d'un voile .....	140
Figure VII.2: vue en 2d avec robot .....	143
Figure VII.3: Schéma des contraintes de voile périphérique .....	151
Figure VII.4: Panneau de dalle appuie sur 4 coté .....	152
Figure VII.5: Enrobage .....	153
Figure VII.6: Section de calcul en travée (x-x) .....	154
Figure VII.7: Section de calcul en travée (y-y) .....	156
Figure VII 8 .Schéma de ferrailage des voiles périphérique.....	158
Figure VII.9: Schéma de ferrailage des voiles .....	159
Chapitre VIII : Etude des fondations	
Figure VIII.1: Semelle isolée.....	161
Figure VIII.2: Cartographies ELU .....	167
Figure VIII.3: Cartographies ELS.....	167
Figure VIII.20: Dessin de ferrailage d'une poutre principale .....	191
Figure VIII.22: Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire .....	192
Figure VIII.21: Ferrailage de la dalle de radier .....	192

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Introduction et hypothèses de calcul

Tableau I.1: Valeurs de la limite d'élasticité $f_e$ .....	5
--	---

### Chapitre II : pré-dimensionnements et descente des charges

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres .....	9
Tableau II.2: Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges.....	13
Tableau II.2: Tableau dégression vertical des charges .....	16
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des charges permanent et d'exploitation .....	17
Tableau II.5: Tableau pré-dimensionnement des voiles .....	20

### Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.1: Evaluation des charges.....	24
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse).....	33
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse).....	34
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse).....	35
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales .....	36
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures .....	46
Tableau III.5 : Tableau des moments fléchissent des panneaux RDC .....	53
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales .....	55

### Chapitre VI : Etude sismique

Tableau VI.1: Pénalités du facteur de qualité $P_q$ .....	102
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des centres de masse et de rigidité et l'excentricité .	105
Tableau.VI.3: Périodes, modes et facteurs de participation massique.....	107
Tableau.VI.4: Vérification de l'effet ( $\mathbf{P} - \Delta$ ) sens xx.....	111
Tableau.VI.6: Vérification de l'effet ( $\mathbf{P} - \Delta$ ) sens yy.....	111
Tableau.VI.7: Tableau récapitulatif des l'excentricité centres de masse et torsion.....	112

## Chapitre VII : PORTIQUE

Tableau VII.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	115
Tableau VII.2: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires ...	121
Tableau VII.3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	128
Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts Tranchants .....	129
Tableau VII.6: Tableau récapitulatif du ferrailage du poteau.....	138

## Chapitre VIII : Etude des voiles

Tableau VIII.1: Caractéristique des voiles sens X-X.....	143
Tableau VIII.1: Caractéristique des voiles sens Y-Y.....	143
Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	144
Tableau VIII.3: Choix des armatures.....	149
Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travée.....	153
Tableau VIII.2: Tableau de ferrailage du voile périphérique.....	158

## Chapitre IX : Etude des fondations

Tableau VIII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres .....	164
Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif des dimensions des nervures.....	178
Tableau VIII.3: Tableau récapitulatif des choix des armatures .....	191

## Notations

$A'$	Aire d'une section d'acier comprimée.
$A$	Aire d'une section d'acier tendue.
$A_t$	Aire d'une section d'acier transversale.
$B$	Aire d'une section de béton comprimée.
$B_o$	Aire d'une section homogène.
$E_i$	Module de déformation instantané du béton.
$E_v$	Module de déformation différé du béton.
$E_s$	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
$M_u$	Moment ultime.
$M_{ser}$	Moment de service.
:	
$T_u$	Effort tranchant ultime.
$a, b$	Dimensions transversales d'un poteau.
:	
$b, h$	Dimensions transversales d'une poutre.
:	
$h_o$	Hauteur de la table de compression
$d$	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
$f_{c28}$	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
$f_e$	Limite élastique de l'acier.
$L_f$	Longueur de flambement.
$n$	Coefficient d'équivalence acier – béton.
$L_x$	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
$L_y$	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
$B_r$	Section réduite du poteau.
$M$	Moment résistant de la table (section en T $\acute{e}$ ).
$M_o$	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
$M_t$	Moment fléchissant maximal en travée
$M_a$	Moment fléchissant maximal en appui.
$N_u$	Effort normal ultime
$N_{ser}$	Effort normal de service
:	
$I_o$	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$I_f$ :	Moment d'inertie fictif
$F$ :	Flèche due à une charge considérée ( g, j, p)
$G$ :	Charge permanente
$P$ :	Surcharge d'exploitation
$E$	Charge sismique
$q_u$ :	Chargement ultime
$q_{ser}$	Chargement de service
:	
$\Delta f_t$ :	Flèche totale
$L$ :	Portée de la travée
$\delta_t$ :	Espacement des armatures transversales
$\alpha$ :	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
$\gamma_b$ :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
$\gamma_s$ :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
$\eta$ :	Coefficient de fissuration relatif à une armature
$\lambda$ :	Elancement mécanique d'une pièce.
$\mu$ :	Moment réduit ultime (sans dimensions)
$\rho$ :	Rapport entre deux dimensions
$\sigma_b$ :	Contrainte de compression du béton
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier
$\tau_u$ :	Contrainte tangentielle conventionnelle.
$\nu$ :	Coefficient de poisson

## Introduction Générale

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié pendant et après la réalisation. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, tout en minimisant le coût et cela est acquis seulement en respectant les règlements de construction qui sont en vigueur.

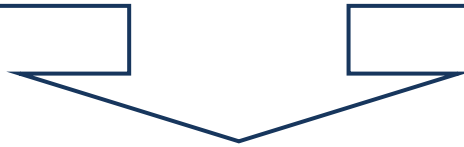
Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R + 6) à usage d'habitation et commercial et contreventé par un système mixte (voiles portiques). Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré- dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs en utilisant le logiciel ROBOT et vérification des conditions de RPA. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment BAEL91, RPA99 version 2003.

**Chapitre I**  
**Introduction et hypothèses de calcul**



## **I.1. Introduction :**

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins coûteux que les autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- ✚ Souplesse d'utilisation ;
- ✚ Durabilité (durée de vie) et
- ✚ Résistance au feu.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91modifié99, RPA99V2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## **I.2. Présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol, RDC et six étages, dont le Sous-sol est réservé à un parking, le RDC et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant de type de logs F3.

L'ouvrage est implanté à Mostaganem qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) et de groupe d'usage 2.

Notre bâtiment se compose de plusieurs niveaux :

- ✚ Sous-sols réservés à un parking ;
- ✚ Un rez-de-chaussée et 6 niveaux à usage d'habitation avec quatre logements F3et

Terrasse inaccessible.

### I.2.1.Système constructif :

Dans notre projet, la structure est composée de portiques (poteaux + poutres) contreventées Par des voiles de contreventement.

## I.3. Caractéristiques générales :

### I.3.1- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

➤ Dimensions en plan :

- ✚ Longueur en plan: 30.00 m;
- ✚ Largeur en plan: 15.57 m.

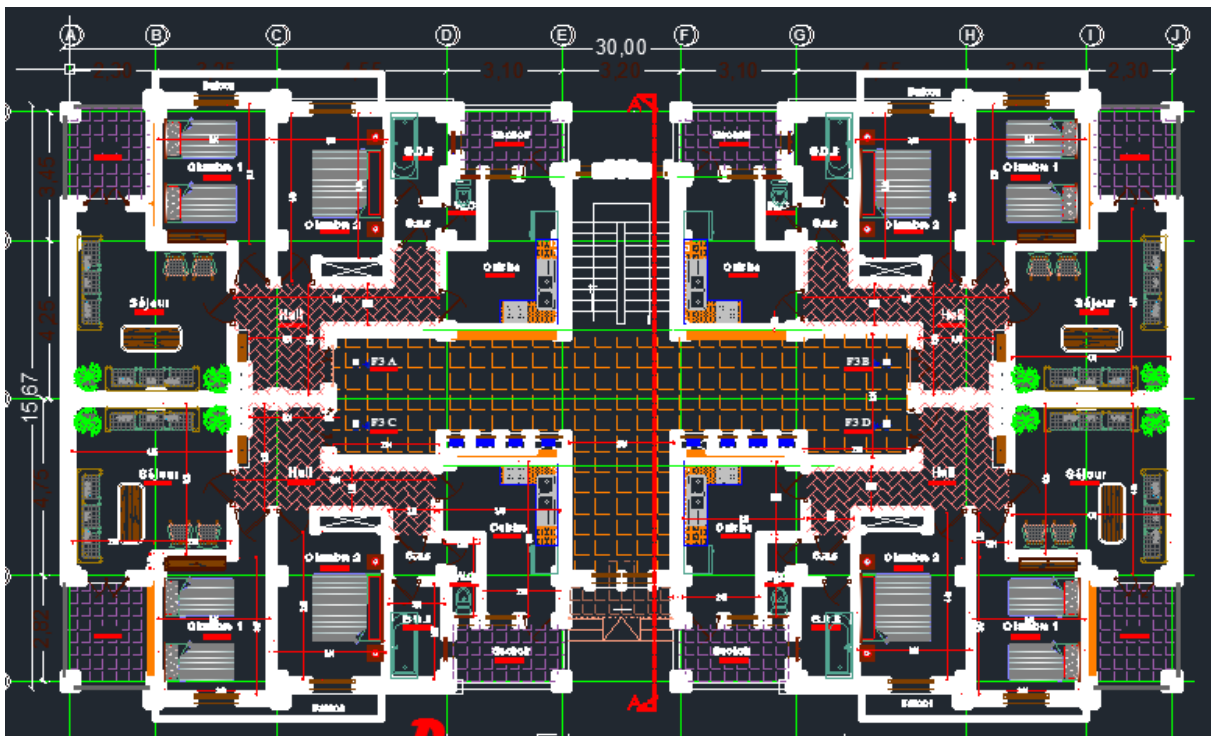


Fig.I.1 : Dimensions en plan du bâtiment.

➤ **Dimensions en élévation :**

- ✚ Hauteur totale du bâtiment: 24.22m;
- ✚ Hauteur à partir du Niv+0.00: 21.42 m;
- ✚ Hauteur du RDC: 3.06 m
- ✚ Profondeur des sous-sols: 2.80 m.

**I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol :**

Dans notre étude on a considéré que le sol assise de la construction est un sol meuble (Site3). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2,5$  bars
- L'absence d'une nappe phréatique.

**N.B :** la vue en plan et la vue en élévation se trouve en annexe

**I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :**

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m<sup>3</sup>.

**I.5- Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un model élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

**I.6- Caractéristique des matériaux :**

**I.6.1- Béton Armé :**

C'est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux (bonne résistance à la compression du béton et

bonne résistance à la traction de l'acier). Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.

### **I.6.2- Le béton :**

#### **✚ Composition du béton :**

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et du liant (Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- ciment utilisé ..... CPJ (dosage 350 kg / $m^3$ ) ;
- Sable .....400 litres /  $m^3$ (DS 0/5 mm) ;
- gravier .....800 litres /  $m^3$ ((de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- l'eau de gâchage .....160 à 180 litres /  $m^3$

#### **✚ Résistance du béton :**

##### **➤ À la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  à l'âge de  $j \leq 60$  jours, est :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} ; \text{ Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour :  $j \geq 60$  jours  $f_{cj} = 1,1 \text{ MPa}$

##### **➤ À la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2] :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours est conventionnellement défini par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  (en MPa) Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Pour :  $f_{cj} \geq 60\text{MPa}$  ;  $f_{cj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}}$

### **✚ Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$  pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$  Pour les situations accidentelles

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28}; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

### **✚ Contrainte limite de cisaillement : [C.B.A 93/A5.1.2.1] :**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \tau_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min [3,34\text{MPa}; 4 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \tau_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min [2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

### **✚ Module d'élasticité : [C.B.A 93/A2.1.2] :**

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}; f_{cj}: \text{ exprimée en MPa}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}; f_{cj}: \text{ exprimée en MPa}$$

Dans notre cas on a :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc :  $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$  et  $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

## **I.6.3- L'Acier :**

### **➤ La limite d'élasticité $f_e$ :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

**Tableau I.1** : Valeurs de la limite d'élasticité  $f_e$

Aciers	Nuances	$f_e$ (MPa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	Ø6 et Ø8
Barres H.A	FeE400	400	8,10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TSØ4(15 ×15)cm <sup>2</sup>

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type1 limite d'élasticité (= **400MPa**) ;et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ( $f_e= 235$  MPa).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « $E_s$ » est pris égal à:

$$E_s=2.10^5 \text{MPa} [\text{C.B.A93/A2.2.1}]$$

#### **Contraintes limites :**

##### ➤ **Etat limite ultime : [C.B.A 93/A.4.3.2]**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (situations durables et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (situations accidentelles)}$$

##### ➤ **Etat limite de service : [C.B.A 93/A.4.5.3] :**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right]$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min [0,5f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} ]$$

$f_e$ : désigne la limite élastique des aciers utilisés ;

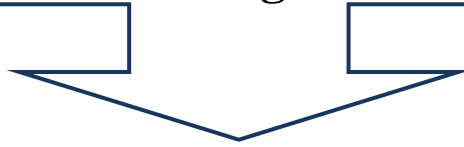
$f_{t28}$  : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa et

$\eta$ : Coefficient de fissuration :  $\eta = 1 \rightarrow \text{RL}$

1.6  $\rightarrow$  HA

## **Chapitre II**

# **Pré-dimensionnement et descente de charges**



## II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements B.A.E.L 91(modifié en 99), CBA93 et R.P.A 99 V2003. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

### ➤ Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmises aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

### ➤ Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

## II.2- Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

### ✚ Critère de flèche:

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

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

### ✚ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

✓  $b \geq 20\text{cm}$  ;

✓  $h \geq 30\text{cm}$  et

✓  $1/4 \leq b/h \leq 4$ .

### II.2.1- Poutres principales :

**Lmax = 475 cm**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 31,66\text{cm} \leq h \leq 47,5\text{cm}$$

On prendra :  $h=40\text{cm}$

$$et \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 18 \text{ cm} \leq b \leq 38 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Donc : la section des poutres principales est de dimension  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

#### **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):**

- ✓  $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- ✓  $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
- ✓  $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \Rightarrow$  Conditions vérifiées

#### **II.2.2- Poutres secondaires :**

$L_{\max} = 455 \text{ cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30,33 \text{ cm} \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$$

On prendra :  $h = 35 \text{ cm}$

$$et \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 14 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Donc : la section des poutres secondaires est de dimension  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

#### **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):**

- ✓  $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- ✓  $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
- ✓  $0,25 \leq \frac{b}{h} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \Rightarrow$  Conditions vérifiées

Tableau II.2.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres

Poutres principales (b×h) [cm <sup>2</sup> ]	Poutres secondaires (b×h) [cm <sup>2</sup> ]
(30×40)	(30×35)

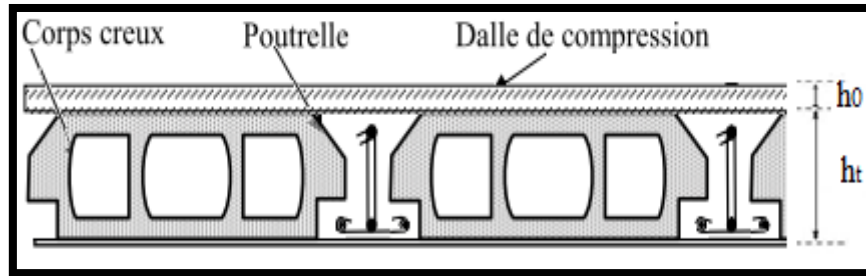
#### **II.3- Pré-dimensionnement des planchers :**

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Type 1 : Corps creux et une dalle de compression pour les étages courants et
- Type 2 : Dalle pleine pour les balcons et le plancher haut sous sol.

**II.3.1- Plancher à corps creux :**

Le plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisés à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig1.)



**Fig1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.**

**Avec :**

h: Epaisseur totale du plancher ;

h<sub>0</sub> : Epaisseur de la dalle de compression et

(h-h<sub>0</sub>) : Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante:

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \text{ [BAEL91 / 7.6.8, 424]}$$

**Avec :**

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On a: L = 455cm  $\Rightarrow$  18.2 cm  $\leq$  ht  $\leq$  22.75cm  $\Rightarrow$

On prendra :ht = (16+4) cm = 20cm.

**II.3.2- Plancher à dalle pleine :**

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_y = 4,7L_x = 4,5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{455}{475}$$

= 0,9 > 0,4  $\Rightarrow$  La dalle est considérée comme portant dans deux directions.

$$\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{455}{50} \leq e_p \leq \frac{455}{40} \Rightarrow 9,1 \text{ cm} \leq e_p \leq 11,33 \text{ cm}$$

On prend  $e_1 = 10 \text{ cm}$ .

Donc la dalle travaille dans 2 sens  $\Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e_2 \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{455}{45} \leq e_2 \leq \frac{455}{40}$

$$\Rightarrow 10,11 \text{ cm} \leq e_2 \leq 11,37 \text{ cm}$$

On prend  $e_2 = 11 \text{ cm}$

Condition de déformation :  $\frac{e_3^3}{L_x} > \frac{M_t}{20.M_0} \Rightarrow M_t = \alpha . M_0$

Pour les panneaux de rive :  $\alpha = 0,85$

$$E_3 = 19,33 \text{ cm} \Rightarrow e_3 = 19 \text{ cm}$$

Pour les panneaux intermédiaires :  $\alpha = 0,75$

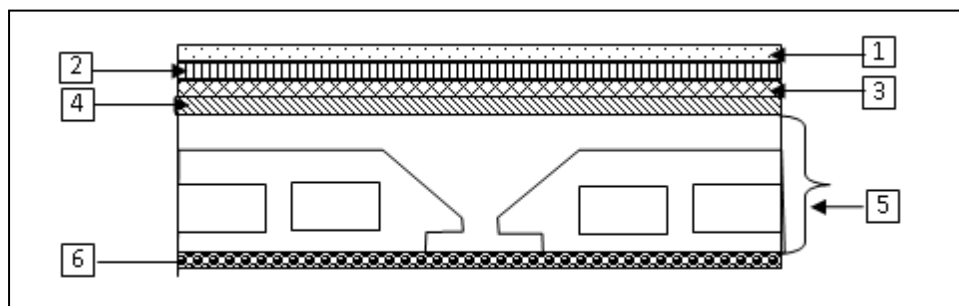
$$E_4 = 17,06 \text{ cm} \Rightarrow e_4 = 17 \text{ cm}$$

Choix final : la hauteur finale de la dalle qui satisfait toutes les conditions :

$$e = \max(e_1 ; e_2 ; e_3) \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

## II.4- Descente de charges :

### II.4.1- Plancher terrasse inaccessible



**Fig. 2: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible**

➤ Charges permanentes :

Matériaux	P(KN/m <sup>3</sup> )	Ep(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillon	20	0,04	<b>0,80</b>
2-Etanchéité multicouches	6	0,02	<b>0,12</b>
3-Forme de pente	22	0,135	<b>2,97</b>
4-Isolation thermique	4	0,04	<b>0,16</b>
5-Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	<b>2,80</b>
6-Enduit au ciment	18	0,015	<b>0,27</b>
			<b>Totale:7,12 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Charges permanentes: **G = 7,12 KN/m<sup>2</sup>**➤ Surcharge d'exploitation : **Terrasse inaccessible Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>**II.4.2- Plancher étage courant :

Matériaux	P(KN/m <sup>3</sup> )	Ep(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage+sable+ Mortier de pose	/	0,05	<b>1,04</b>
2-Planche à corps creux (16+4)	/	0,20	<b>2,80</b>
3- Enduit au ciment	18	0,015	<b>0,27</b>
4-cloisons légères	10	0,1	<b>1,00</b>
			<b>Totale:5.11KN/m<sup>2</sup></b>

- Charges permanentes  $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

#### II.4.3- Dalle pleine du plancher haut du sous-sol :

- Charges permanentes :

Matériaux	P(KN/m <sup>3</sup> )	Ep(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage+sable+Mortier de pose	/	0,05	1,04
2-Dalle pleine en béton armé	25	0,16	4,00
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4-Cloisons légères	10	0,1	1,00
			Totale:6,31 KN/m <sup>2</sup>

- Charges permanentes:  $G = 6,31 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.4.5 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges :

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Bande(b) [m]	$q_u=q_u \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]	$q_s=q_{ser} \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]
Plancher terrasse	Inaccessible	7,12	1	11,112	8,12	0,6	6,6672	4,872
1 <sup>er</sup> -5 <sup>ème</sup> étages	Habitation	5,11	1,5	9,1485	6,61	0,6	5,4891	3,966
R.D.C	Habitation	6,31	1,5	10,7685	7,81	1	10,7685	7,81

### II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$  et  $Q_n$  les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du Sommet du bâtiment.

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

#### ➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

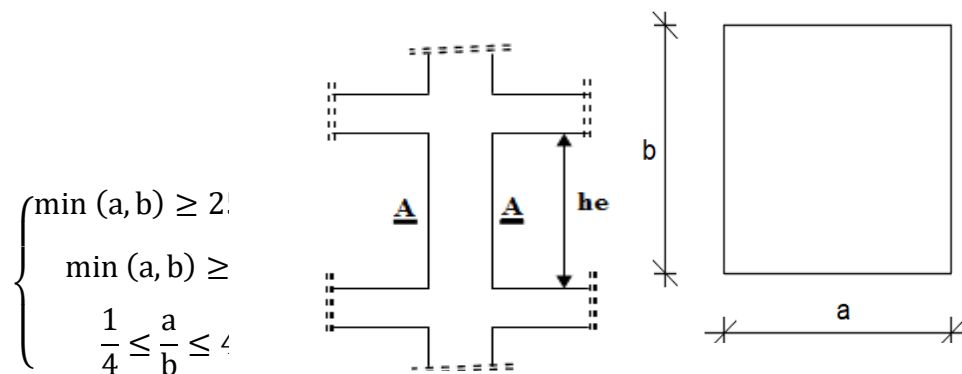


Fig. 4: Schéma représentatif d'un étage courant

Avec :

$h_e$  : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés,th} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

$Br$  : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2) ; a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La contrainte de calcul du béton comprimé :  $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$

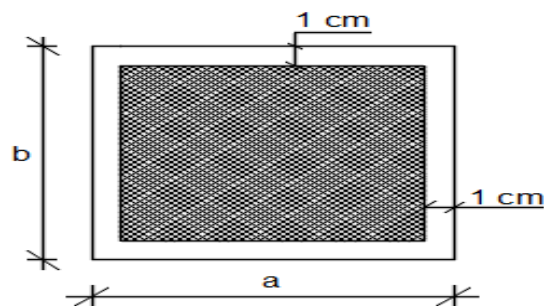


Fig. 5 : Section réduite du béton

Le dimensionnement est basé sur les critères suivants :

**Critère de résistance :**

$$Br \geq \left[ \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left( \frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

- ✓  $\theta$  : Facteur de durée d'application des charges ( $\theta=1$ ).
- ✓  $\sigma_{bc}$ : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.
- ✓  $A/B_r = 0,8 \%$  (Mostaganem : zone IIa)
- ✓  $\beta$ : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$  si  $\lambda \leq 50$ .
- $\beta = 0,85 + 2/1500$  si  $50 < \lambda < 70$ .

On se fixe un élanement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1+0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1.2$

❖ FeE400  $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } Br \geq \left( \left[ \frac{1,2}{\left[ 1 \cdot \left( \frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left( \frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot Nu \Rightarrow$$

$$Br \geq 0,6613690 \cdot Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que :  $Br = (a - 2) \times (b - 2)$  en  $[\text{cm}^2]$  ; d'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

**Avec :**

$N_g$ : Effort normal dus aux charges permanentes.

$N_q$ : Effort normal dus aux charges d'exploitations

$N_u = 1,15 \times P_u$  .....D'après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend :  $a=b$

### Condition de flambement

Selon les règles de (CBA.93) on a :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et } B = a \times b. \quad [\text{BAEL91 / B.8.4.1}]$$

**Avec :**

$L_f$ : Longueur de flambement ;

$i$  : Rayon de giration de la section du béton ;

$I$  : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable et

$B$  : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0,7 \times L_0$  ; avec  $L_0$  : Longueur libre du poteau.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

**TableauII.2.1:** Dégression verticale des charges

<b>i =</b>	<b>Niveau</b>	<b>Formule de calcul</b>	<b>Charge d'exploitation Q</b>
<b>0</b>	Terrasse	$Q_0$	1,00
<b>1</b>	6°Etage	$Q_0 + Q$	2,50
<b>2</b>	5°Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3,85
<b>3</b>	4°Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,05
<b>4</b>	3°Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,10
<b>5</b>	2°Etage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
<b>6</b>	1°Etage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7,75
<b>7</b>	RDC	$Q_0 + 0.70 \times 7 \times Q$	8,35
<b>8</b>	SOUS SOL	$Q_0 + 0.65 \times 8 \times Q$	8,80

➤ **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

**Tableau II.2.2 :** Tableau récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Haut 6ème étage	7,12	1
Haut 5ème étage	12,23	2,5
Haut 4ème étage	17,34	3,85
Haut 3ème étage	22,45	5,05
Haut 2ème étage	27,56	6,10
Haut 1ème étage	32,67	7,75
RDC	37,78	8,35
SOUS SOL	37,09	8,80

➤ **Exemple de calcul : (niveau 6ème étage)**

La surface afférente est :

$$S_{aff} = (4,55/2 + 3,25/2) \times (4,75/2 + 4,25/2) = 17,55 \text{ m}^2$$

• **Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$p_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/mL}$$

$$p_s = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/MI}$$

• **La longueur afférente de la poutre principale :**

$$L_{aff} = (4,75/2 + 4,25/2) = 4,5 \text{ m}$$

• **La longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$L_{aff} = (4,55/2 + 3,25/2) = 3,9 \text{ m}$$

• **Poids total des poutres principales et secondaires :**

$$P_t = p_p \times L_{aff(pp)} + p_s \times L_{aff(ps)} = (3 \times 4,5) + (3,9 \times 2,625) \Rightarrow P_t = 23,737 \text{ KN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \text{ Avec : } n = \text{Nombre de plancher}$$

$$N_P = 1,35 \times 23,737 \times 1 \Rightarrow N_P = 32,03 \text{ KN}$$

• **Poids propre des planchers :**

$$G_{cumulé} = 7,12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 7,12) + (1,5 \times 1)] \times 17,55 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 195,01 \text{ KN}$$

$$N_u = P_u = (N_{\text{plancher}} + N_P) = (195,01 + 32,03) \Rightarrow N_u = 227,04 \text{ KN.}$$

• **La section réduite de béton :**

$$B_r \geq 0,6613690 \times N_u$$

$$B_r \geq 0,6613690 \times 227,04 = 150,16 \text{ cm}^2$$

**Donc :**

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 150,16 \text{ cm}^2$$

**Prenons une section carrée pour le poteau :**

$$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{150,16} + 2 \Rightarrow a=b=14,25 \text{ cm}$$

Donc on choisit  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  pour la section de poteau du dernier niveau

(Terrasse) et on doit faire la vérification suivante :

**Remarque :**

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

✚ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

✓  $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \text{ (zone IIa)}$

✓  $\text{Min}(a, b) \geq \left(\frac{h_e}{20}\right)$  Avec :  $h_e$  = hauteur libre de l'étage

✓  $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$

✓  $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \text{ (zone IIa)}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{min}(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \left(\frac{30}{30} = 1\right) \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

✚ **Condition de flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b. [\text{BAEL91 / B.8.4.1}]$$

•  $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$

•  $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 250 = 175 \text{ cm}$

Niveaux	Poteaux	Condition(1)	he 20 [cm]	Condition(2)	$\frac{a}{b}$	Condition(3)
		$\min (a,b) \geq 25\text{cm}$		$\min (a,b) \geq \frac{h_e}{20}$		$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} \leq 4$
6ème étage	30X30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
5ème étage au 4ème étage	30X30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
3ème étage au 2ème étage	35X35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
1ème étage au RDC	40X40	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
S SOL	40X40	vérifiée	12,5	vérifiée	1	vérifiée

### II.6- Pré-dimensionnement des voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux.

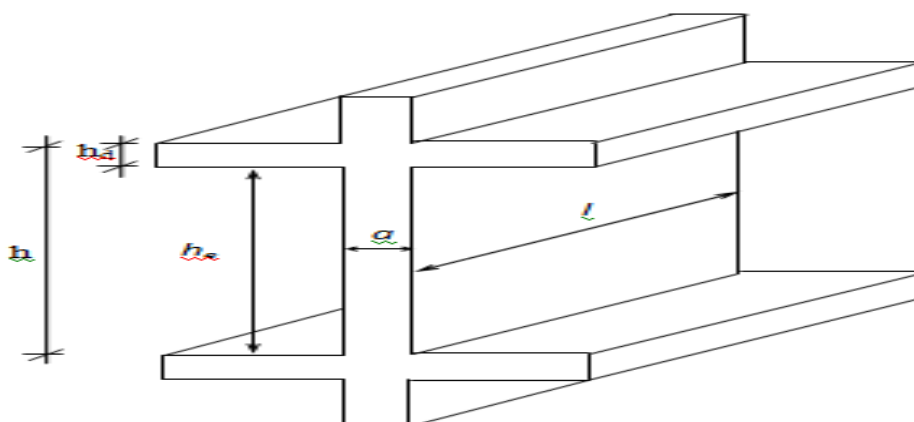


Fig. 6: Coupe sur voile en élévation

**II.6.1- Voiles de contreventement :**

Dans l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. II.12).

$$\checkmark \quad e \leq \frac{l}{4}$$

$$\checkmark \quad e \geq \frac{h_e}{20}$$

avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

➤ **Deux types de voiles sont considérés à savoir :**

Voiles au niveau de la S SOL en forme de U où le RPA exige que l'épaisseur  $a \geq h_e/25$

Voile linéaire où le RPA exige que l'épaisseur  $a \geq h_e/20$

Où

$h_e$  = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

$$h_e (\text{RDC}) = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

**II.6.2- voiles périphériques :**

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm.

De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$ . [Article 7.7.1]

$$\checkmark \quad e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\checkmark \quad e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$h_e (\text{s sol}) = 280 - 20 = 260 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{25} = \frac{260}{25} = 10,4 \text{ cm}$$

**Tableau II.6 : Pré-dimensionnement des voiles.**

	h (m)	$h_e$ (m)	L (m)	$h_e/20$ (m)	a (cm)	$L \geq 4a$ ?
<b>RDC</b>	3,06	2,86	4	0,14	20	ok
<b>Etage courant</b>	3,06	2,86	4	0,14	20	ok
<b>Sous sol</b>	2,80	2,60	4	$h_e/25$ (m)= 0,104	20	ok



**Chapitre III**  
**Etude des Planchers**



## Etude des planchers

### III.1- Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant le double Fonction :

❖ **Celle de la résistance :** Les planchers supportant leur poids propre et les charges D'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux

Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.

❖ **Celle d'isolation thermique et acoustique.**

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- ✚ Planchers à corps creux et
- ✚ Planchers à dalle pleine.

### III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudés.

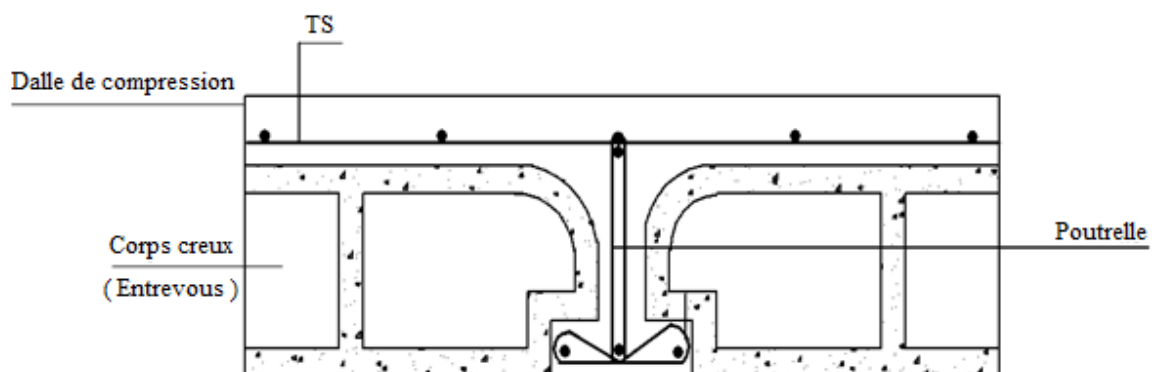
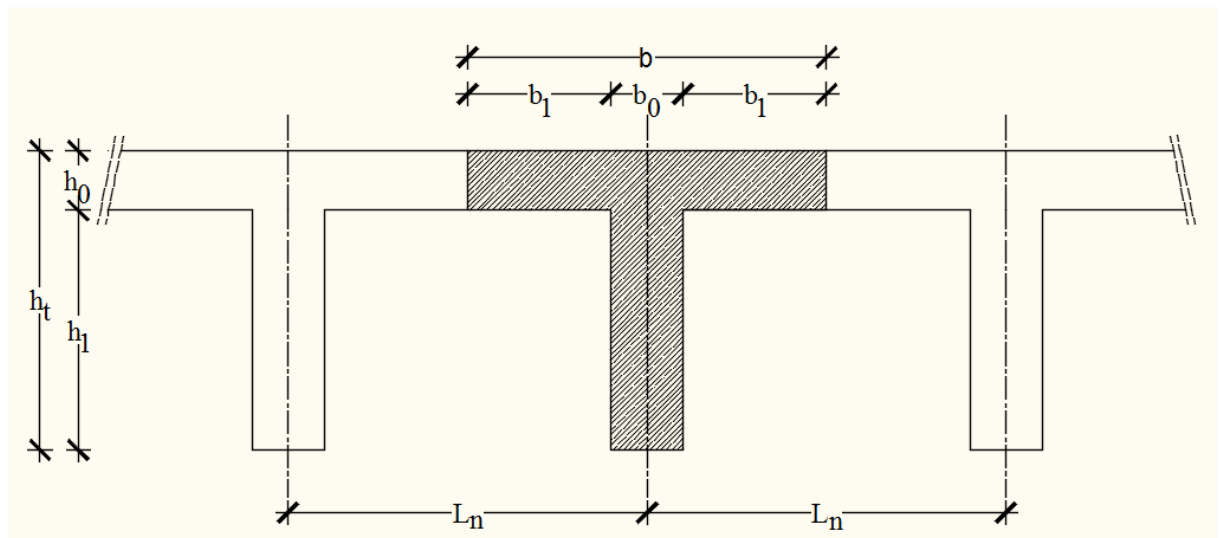


Fig 1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

### III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

❖ Hauteur totale de 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression



**Fig.2: Schéma des poutrelles.**

$h_t = 20 \text{ cm}$  ;  $h_1 = 16 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$

D'après le [BAEL91/A.4.1.3] ; on a :  $L_n = 60 \text{ cm}$

La longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de  $b_1$ :

✓  $b_1 \geq (L_n - b_0) / 2 = (60 - 10) / 2 = 25 \text{ cm}$

✓  $b_1 \geq L / 10 = 470 / 10 = 47 \text{ cm}$

✓  $b_1 \geq (6 \div 8) h_0 = (24 \div 32) \text{ cm}$

Donc  $b_1 = 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 * b_1 + b_0 = 2 * 25 + 10 = 60 \text{ cm}$

**Avec :**

✚  $L_n$  : la distance entre axes de nervures 60 cm.

✚  $L$  : La portée entre nus d'appuis

✚  $h_0$  : La hauteur de la nervure

✚  $b_0$  : Epaisseur de la nervure.

- ✚  $b_0 = (0.3/0.4)h_t$  et elle est généralement prise a  $b_0 = 10 \text{ cm}$
- ✚  $L_n = b = b_0 + 2b_1 = 60 \text{ cm}$

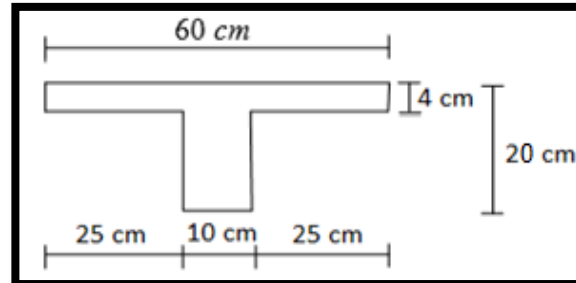


Fig 3: Dimensions adoptées pour les poutrelles.

### III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $\perp A$
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $// A$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section :  $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

#### 1) Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :  $L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$

**Donc :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} = A_{\perp} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$  On prendra  $\emptyset = 4 \text{ mm}$

**Choix des armatures :**

$6\text{Ø}4/\text{ml} \rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$

$(\text{Ø}4 \text{ e} = 15\text{cm}). \rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$

**b- Armatures parallèles aux nervures :**

$A_{\perp} \geq \frac{0,46}{2} A_{\perp} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Choix des armatures :**

$6\text{Ø}4/\text{ml} \rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$

$(\text{Ø}4 \text{ e} = 15\text{cm}). \rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS Ø 4 (150x150) mm<sup>2</sup>.

**III.2.3- Evaluation de la charge :**

Etat limite ultime :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

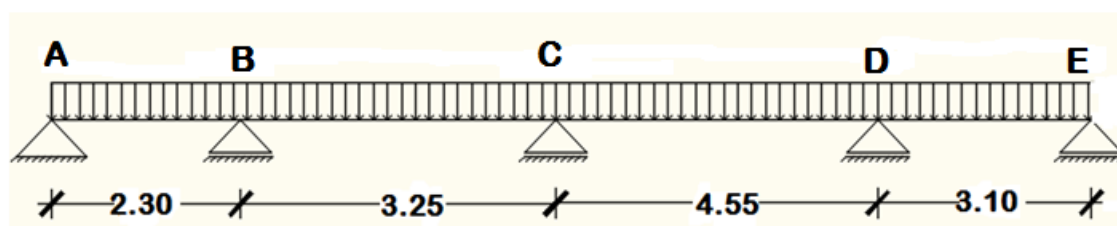
Etat limite de service :  $q_s = (G+Q) \times b$

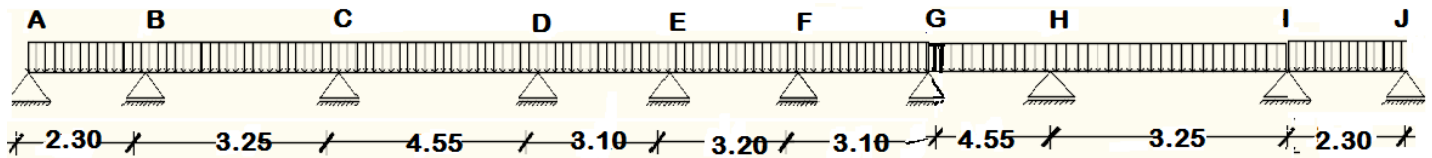
**Tableau III.1: Evaluation des charges**

Type de plancher	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	(b) [m]	Qu [KN/m <sup>2</sup> ]	Qs [KN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	Inaccessible	7,12	1,00	0,6	6,6672	4 ,872
Etage courant	Habitation	5,11	1,5	0,6	5,4891	3,966

➤ **Types de poutrelles :**

**Type 01 :**



Type 02 :III.2.4- Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalles générales à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [B A E L 91/B.6.2 ,20]

- ✓ Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ; [B A E L 91/B.6.2 ,21]
- ✓ Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; [B A E L 91/B.6.2 ,22]

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- ✚ La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max [2G ; 500] \text{ [daN/m}^2 \text{]} ;$
- ✚ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- ✚ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
- ✚  $(0.8 \leq l_{i+1}/l_i \leq 1.25)$  et
- ✚ La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).
- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

Plancher terrasse :

1.  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  pour plancher terrasse.
2. Donc  $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max (2G ; 500) \Rightarrow$  **condition vérifiée**
3. Les moments d'inerties sont constants.  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**
4.  $0.8 \leq l_{i+1}/l_i = 230/321 = 0,71 < 1,25 \Rightarrow$  **condition non vérifiée**

5. la fissuration est peu nuisible  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**

➤ **Conclusion :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour les types 1 et 2 car la condition (3) n'est pas vérifiée donc ce type de poutrelle sera étudié par la méthode de Caquot minoré.

➤ **Méthode de Caquot minoré :**

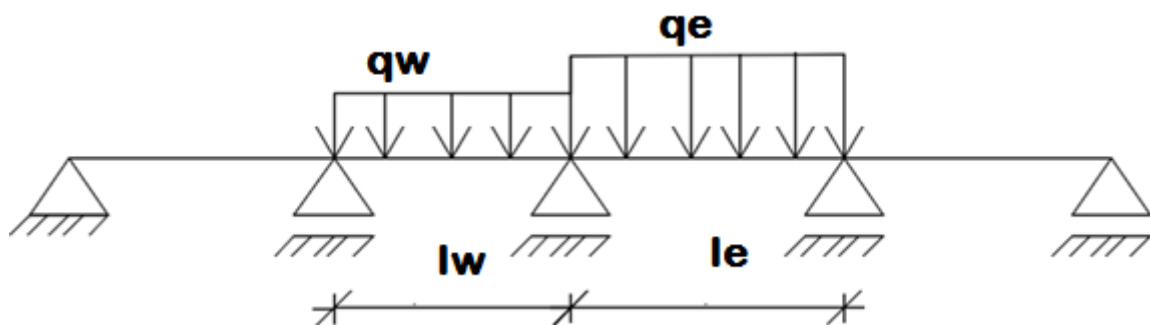
Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence

• **Appuis de rives :**

$$M_i = -0,2 \frac{q^r}{8} l^2$$

❖ **Moments sur appuis intermédiaires :**

$$M_i = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$



**Fig.4 : Schéma statique d'une poutre continue.**

**Avec :**

$l' = 1$  : pour une travée de rive ;

$l' = 0,8 l$  : pour une travée intermédiaire;

$l_w$  et  $l_e'$  : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

$l$  : la portée réelle de la travée.

❖ **Efforts tranchants :**

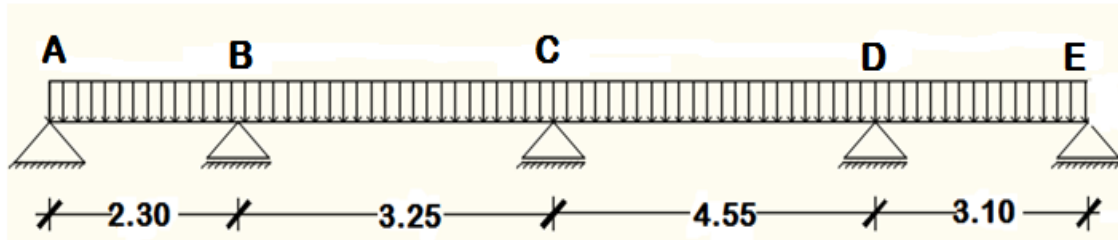
$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_w = q \frac{L}{2} = \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

### III.2.5- Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :

❖ Type de poutrelle à étudier :

• Type 01 :



a) Moment fléchissant en appuis :

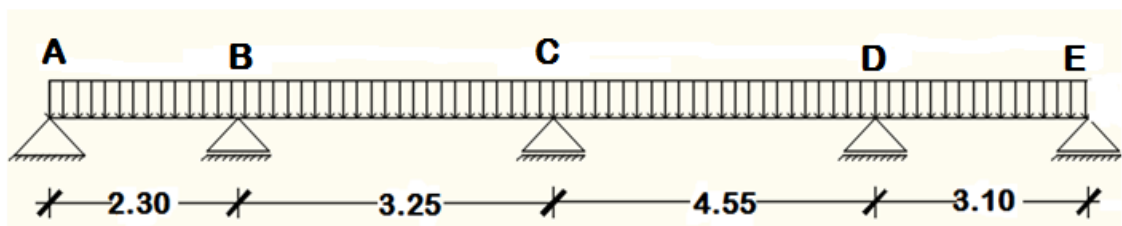
La charge ultime réduite :  $q_{ru} = [(1,35(\frac{2}{3} \times 7,12) + 1,5 \times 1)] \times 0,6 = 4,75 \text{ KN/ml}$ .

La charge de service réduite :  $q_{rs} = [(\frac{2}{3} \times 7,12) + 1] \times 0,6 = 3,45 \text{ KN/ml}$

La charge normale ultime :  $q = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (7,12 \times 0,6) + 1,5 \times (1 \times 0,6) = 6,66 \text{ KN/ml}$ .

La charge normale service :  $q = G + Q = (7,12 \times 0,6) + (1 \times 0,6) = 4,87 \text{ KN/ml}$

• Appuis de rive (A-E)



➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{u01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,75 \times 2,30^2}{8} = 3,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{u05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,75 \times 3,10^2}{8} = 5,70 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{u01} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{3,45 \times 2,30^2}{8} = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{u05} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{3,45 \times 3,10^2}{8} = 4,14 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ua1} = -0,2 \times M_{u01} = -0,2 \times 2,28$$

$$M_{ua1} = -0,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua5} = -0,2 \times M_{u05} = -0,2 \times 4,14$$

$$M_{ua5} = -0,83 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

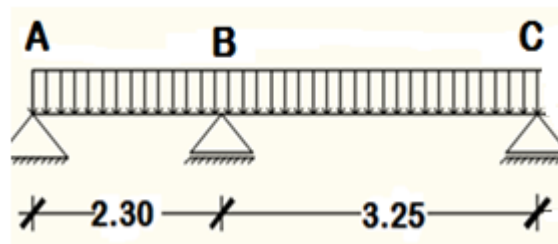
$$M_{sa1} = -0,2 \times M_{u01} = -0,2 \times 2,28$$

$$M_{sa1} = -0,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa5} = -0,2 \times M_{u05} = -0,2 \times 4,14$$

$$M_{sa5} = -0,83 \text{ KN.m}$$

- Travers (1-3) :



➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{ua2} = -\frac{qlw'^3 + ql'e'^3}{8,5(lw' + l'e')} = \frac{4,75 \times 2,30^3 + 4,75 \times (3,25 \times 0,8)^3}{8,5(2,30 + 3,25 \times 0,8)}$$

$$M_{ua2} = -3,39 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{sa2} = -\frac{qrlw'^3 + qrl'e'^3}{8,5(lw' + l'e')} = \frac{3,45 \times 2,30^3 + 3,45 \times (3,25 \times 0,8)^3}{8,5(2,30 + 3,25 \times 0,8)}$$

$$M_{sa2} = -2,46 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e = q \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

- ❖ De gauche

$$T_w = 6,66 \frac{2,30}{2} + \frac{-3,39 + 0,63}{2,30}$$

$$T_w = 6,46 \text{ KN}$$

- ❖ De droite :

$$T_e = 6,66 \frac{2,30}{2} - \frac{0,63 - 3,39}{2,30}$$

$$T_e = 8,86 \text{ KN}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$X_0 = \frac{T_w}{q} = \frac{6,46}{6,66}$$

$$X_0 = 0,97 \text{ m}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$X_0 = \frac{T_w}{q} = \frac{6,46}{6,66}$$

$$X_0 = 0,97 \text{ m}$$

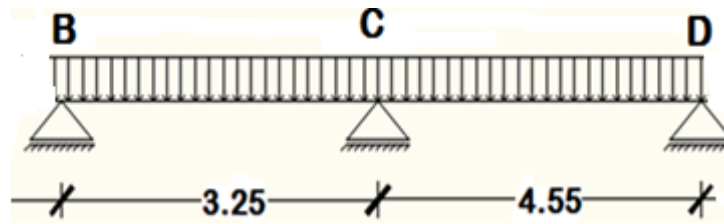
- Moment fléchissant en travées :

$$M(t1) = - M_w + (T_w \times (x)) - ((q (x^2)) / 2)$$

$$M(t1) = - 0,63 + (6,46 \times (0,97)) - ((6,66 (0,97^2)) / 2)$$

$$M(t1) = 2,51 \text{ [KN.m]}$$

- Travers (2-4) :



➤ Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_{ua3} = -\frac{q_1 l w'^3 + q_1 r l e'^3}{8,5(l w' + l e')} = \frac{4,75 \times (3,25 \times 0,8)^3 + 4,75 \times (4,55 \times 0,8)^3}{8,5(3,25 \times 0,8 + 4,55 \times 0,8)}$$

$$M_{ua3} = -5,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{ua3} = -\frac{q_1 l w'^3 + q_1 r l e'^3}{8,5(l w' + l e')} = \frac{3,45 \times (3,25 \times 0,8)^3 + 3,45 \times (4,55 \times 0,8)^3}{8,5(3,25 \times 0,8 + 4,55 \times 0,8)}$$

$$M_{ua3} = -4,28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e = -q \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

❖ De gauche

$$T_w = 6,66 \frac{3,25}{2} + \frac{-5,88 + 3,39}{3,25}$$

$$T_w = 10,06 \text{ KN}$$

❖ De droite :

$$T_e = 6,66 \frac{3,25}{2} - \frac{-5,88 + 3,39}{3,25}$$

$$T_e = -11,58 \text{ KN}$$

• calcul de l'abscisse de  $M_t$  maximum ( $x_0$ ) :

➤ Etat limite ultime (E.L.U)

$$x_0 = \frac{10,06}{6,66}$$

$$X_0 = 1,51\text{m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$X_0 = \frac{T_w}{q} = x_0 = \frac{10,06}{6,66}$$

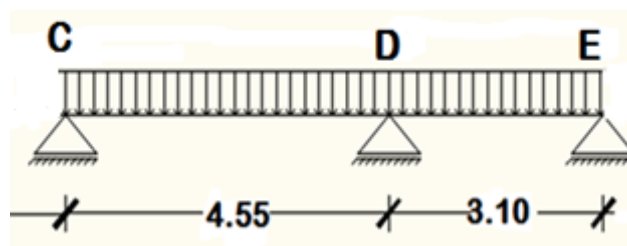
$$X_0 = 1,51\text{m}$$

$$M(t_2) = - M_w + (T_w \times (x)) - ((q \times x^2) / 2)$$

$$M(t_2) = - 3,39 + (10,06 \times (1,51)) - ((6,66 \times (1,51^2)) / 2)$$

$$M(t_2) = 4,21 \text{ [KN.m]}$$

- Travée (3-5) :



➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{ua4} = -\frac{qrlw'^3 + qlle'^3}{8,5(lw' + le')} = \frac{4,75 \times (4,55 \times 0,8)^3 + 4,75 \times (3,10)^3}{8,5(3,10 + 4,55 \times 0,8)}$$

$$M_{ua4} = -6,46 \text{ KN .m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{ua4} = -\frac{qrlw'^3 + qlle'^3}{8,5(lw' + le')} = \frac{3,45 \times (4,55 \times 0,8)^3 + 3,45 \times (3,1)^3}{8,5(3,1 + 4,55 \times 0,8)}$$

$$M_{ua4} = -4,69 \text{ KN .m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e = q \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

❖ De gauche :

$$T_w = -6,66 \frac{4,55}{2} + \frac{-6,46 + 5,84}{4,55}$$

$$T_w = 15,01 \text{ KN}$$

❖ De droite :

$$T_e = 6,66 \frac{4,55}{2} - \frac{-6,46 + 5,84}{4,55}$$

$$T_e = -15,28 \text{ KN}$$

calcul de l'abscisse de Mt maximum (x0) :

$$x_0 = \frac{T_w}{q}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$X_0 = \frac{T_w}{q} = \frac{15,03}{6,66}$$

$$X_0 = 2,25 \text{ m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$X_0 = \frac{T_w}{q} = \frac{15,03}{6,66}$$

$$X_0 = 2,25 \text{ m}$$

$$M(t1) = -M_w + (R_w \times (x)) - ((P_w (x^2) / 2)$$

$$M(t2) = -5,88 + (15,01 \times (2,25)) - ((6,66 (2,25^2) / 2)$$

$$M(t2) = 11,03 \text{ [KN.m]}$$

➤ **Type 1 :**

**Tableau III.2:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchant et abscisse (x<sub>0</sub>) (plancher terrasse) :

Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis		Travée	L'abscisse X <sub>0</sub> [m]		Moment en travée		Effort tranchant [KN]	
		M [KN.m]					Mt [KN.m]			
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
CCCC	A								Gauche	Droite
		-0,63	-0,46	1	0,97	0,97	2,51	1,84	6,47	9,14
	B	-3,39	-2,46	2	1,51	1,51	4,21	3,09	10,06	-11,58
	C	-5,88	-4,28	3	2,26	2,26	11,03	8,12	15,01	15,28
	D	<b>-6,46</b>	<b>-4,69</b>	4	1,29	1,29	4,43	3,25	8,61	12,05
	E	- 1,14	- 0,83							
CDCD	A	-0,63	-0,46						Gauche	Droite
				1	0,99	0,99	2,67	1,95	6,63	8,97
	B	-3,01	-2,21	2	1,49	1,49	3,37	2,53	8,57	11,09
	C	-5,59	-4,08							
	D	-5,99	-4,38	3	2,26	2,26	11,46	8,37	15,07	16,48
				4	1,28	1,28	5,01	3,34	9,25	13,12
DCDC	A	-0,22	-0,16						Gauche	Droite
		-3,12	-2,29	1	0,93	0,93	2,28	1,70	5,37	7,99
	B			2	1,54	1,54	4,73	3,44	10,23	12,39
	C	-5,07	-3,73	3	2,25	2,25	9,53	7,09	12,98	14,37
	D	-5,70	-4,19	4	1,29	1,29	4,88	5,06	13,05	9,32
	E	- 1,14	- 0,83							

**CCCC : charger, charger, charger, charger**

**CDCD : charger, décharger, charger, décharger**

**DCDC : décharger, charger, décharger, charger**

➤ **Type 2 :**

**Tableau III.3 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x<sub>0</sub>) (plancher terrasse)

Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis Ma[KN.m]		Travée	Abscisse X <sub>0</sub> [m]		Momenten travée Mt [KN.m]		Effort tranchant [KN]		
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		
CCCCCCCCC	A	-0,63	-0,46							Gauche	Droite
	B	-3,39	-2,46	1	0,97	0,97	2,51	1,84	6,47	9,14	
	C	-5,88	-4,28	2	1,51	1,51	4,21	3,09	10,06	-12,64	
	D	-6,46	-4,69	3	2,26	2,26	11,08	8,12	15,03	16,58	
	E	-3,55	-2,58	4	1,69	1,69	3,07	2,26	11,27	11,47	
	F	-3,55	-2,58	5	1,58	1,58	5,22	3,82	10,51	11,77	
	G	-5,79	-4,21	6	1,44	1,44	3,38	2,49	9,61	12,20	
	H	-5,88	-4,28	7	2,27	2,27	11,41	8,36	15,14	16,46	
	I	-3,39	-2,46	8	1,74	1,74	4,21	3,09	11,60	11,87	
	J	-0,63	-0,46	9	0,97	0,97	2,76	2,86	6,99	9,60	
CDCDCDCDC	A	-0,63	-0,46							Gauche	Droite
	B	-3,01	-2,21	1	0,99	0,99	2,67	1,95	6,63	8,97	
	C	-5,59	-4,08	2	1,49	1,49	3,37	2,53	8,57	11,09	
	D	-5,99	-4,38	3	2,26	2,26	11,46	8,37	15,07	16,48	
	E	-3,23	-2,36	4	1,70	1,70	2,39	1,81	9,23	9,98	
	F	-3,23	-2,36	5	1,60	1,60	5,30	3,87	10,66	11,67	
				6	1,42	1,42	2,60	1,97	8,19	10,72	

	G	-5,52	-4,03							
				7	2,27	2,27	11,69	8,15	15,15	16,39
	H	-5,59	-4,08							
				8						

	I	-3,01	-2,21	8								
					1,76	1,76	3,37	2,53	10,16	10,29		
	J	-0,63	-0,46	9	0,97	0,97	2,76	2,86	6,99	9,60		
DCDCDCDCD	A	-0,22	-0,16							Gauche	Droite	
	B	-3,12	-2,29	1	0,93	0,93	2,28	1,70	5,37	7,99		
	C	-5,07	-3,73	2	1,54	1,54	4,73	3,44	10,23	12,39		
	D	-5,70	-4,19	3	2,25	2,25	9,53	7,09	12,98	14,37		
	E	-1,14	-0,83	4	1,62	1,62	3,19	2,34	11,14	11,36		
				5	1,49	1,49	3,19	2,34	8,58	10,22		
	F	-3,19	-2,34									
	G	-4,95	-3,65	6	1,46	1,46	3,96	2,87	9,76	11,93		
							2,27	2,27	9,91	7,36	13,09	14,23
	H	-5,07	-3,73	7								
						1,71	1,71	4,73	3,44	11,43	11,79	
	I	-3,12	-2,29	8								
					0,97	0,97	2,90	2,12	6,45	8,88		
J	-0,22	-0,16	9									

Tableau III.4 : Tableau Récapitulatif des sollicitations maximum

Moment en travée (KN.m)		Moment en appuis (KN.m)		Effort tranchant (KN)
ELU	ELS	ELU	ELS	
11,69	8,37	-6,46	-4,69	16,48

**III.2.5- Détermination des armatures :**

**A. En travée :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 11,69000 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 11690,00 \text{ N.m}$$

• **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow MT = 54528 \text{ N. m}$$

$M_t = 11690,00 \text{ N. m} < MT = 54528 \text{ N. m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ .

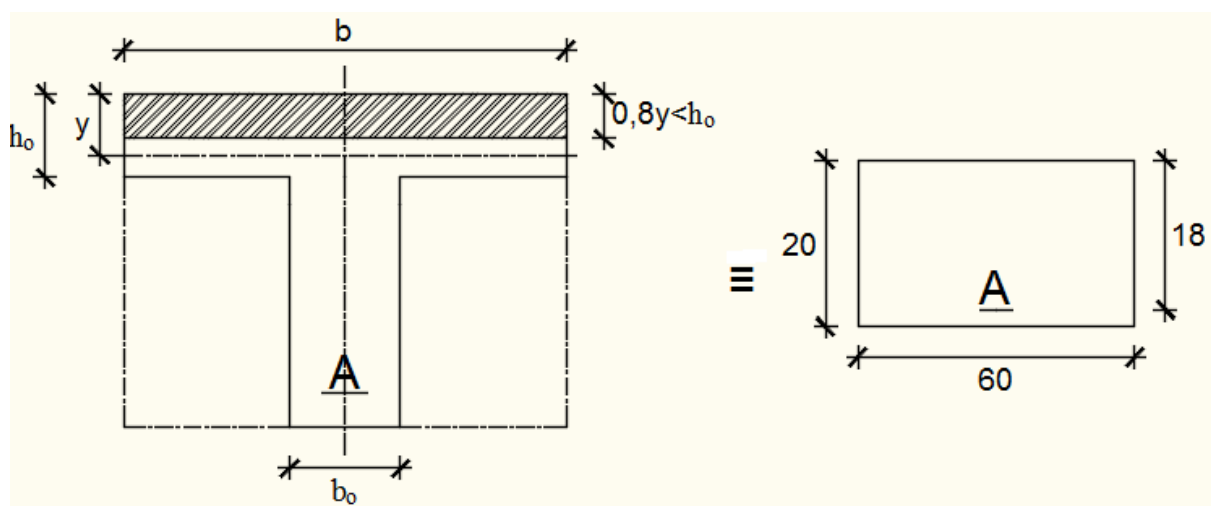


Fig.5: Section de calcul en travée.

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11690,00}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,04234$$

$$\mu = 0,04234 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{A 'n' existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \cdot 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0541$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11690,00}{348 \times 0,978 \times 18} = 1,908 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

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

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u ; A_{min}) \Rightarrow A_t^u ; = 1,908 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{ser} = 8,37 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{ser} = 8370 \text{ N.m}$$

• **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - d_0) = ((60 \times 4^2) / 2) - 15 \times 2,36 (18 - 4) = -15,6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul est la section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30A.d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{(18,95)^2 + 170,2} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A.(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,05^3 - (60 - 12) \times (4,05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{8370}{7216,97} = 1,15$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 1,15 \times 4,05 = 4.657 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

**B. En appui:**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -6460.00 \text{ N.}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

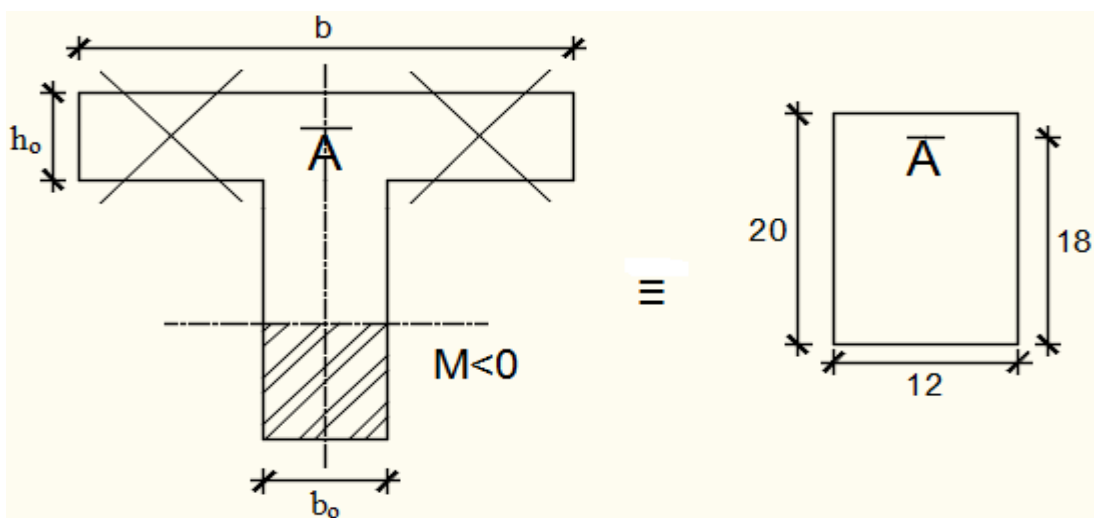


Fig.6: Section de calcul en appuis.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6460}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,117$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,155$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,938$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6460}{348 \times 0,938 \times 18} = 1,099 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

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

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1,099 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$1\text{T}12 + 1\text{T}10 \quad \rightarrow \quad A_a = 1,92 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S)

$$M_a^{ser} = -4490,0 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \lambda \leq \lambda_{lim} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{6460}{4490} = 1,44$$

$$\alpha = 0,081 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,44-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,42 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

**III.2.6.1- Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à  $45^\circ$  par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{max} = 16480 \text{ N}$$

**a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :****[CBA93/A.5.1.3]**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 16480 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

**b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]**

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{f_e}{\delta_s} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1].}$$

$$A_{inf} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 16480 + \frac{6490}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,48 \text{ cm}^2 \rightarrow. \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

**c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{16480}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,76 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\overline{\tau}_u = \min [0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$

a) **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

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

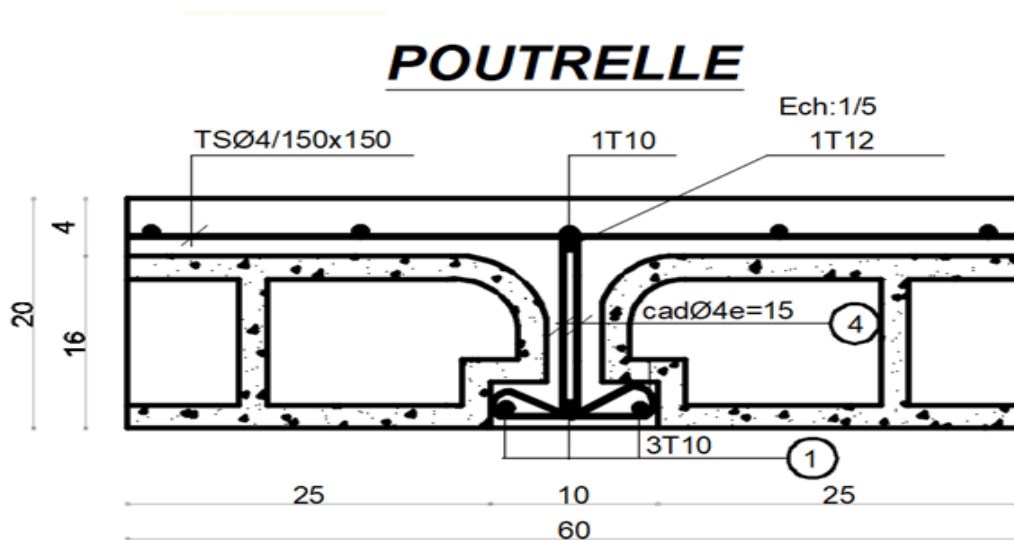


Fig.7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

On prend :  $\phi_t = 6\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}$

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t25} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,70 - 0,3 \times 2,1)} = 111,90 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm [CBA93/A. 5. 1. 2. 2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 15 \text{ cm}$ .

### III.2.7- Vérification de la flèche :

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 < 0,063 \text{ Avec } l = 4,75 \text{ m (la plus grande portée)} \rightarrow \text{(Condition non vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^S}{M_0^S} \right) = 0,042 < \frac{1}{10} \times \left( \frac{8370}{13740,56} \right) = 0,0609 \text{ Avec } M_T^S: \text{ le moment max en travée } \rightarrow$$

(Condition vérifiée).

$$M_0^S = q^{ser} \times \frac{l^2}{8} = \frac{4872 \times 4,75^2}{8} = 13740,56 \text{ N. m}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{60 \times 18} = 0,0021 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \text{ (Condition vérifiée)}$$

### **Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{ma}$  ,

$f_{gi}$  : Les flèches dus à la charge g ;

$f_{ji}$  : La flèche dus à la charge j ;

$f_{pi}$  : La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 712 = 427,2 \text{ daN/ml ;}$$

$j = g$ : charge permanente avant mise en place des cloisons,  $j = g = 427,2$  daN/ml (Plancher errasse) et

$p$ : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 0,6 = (712 + 100) \times 0,6 = 487,2$  daN/m

**a) Calcul des moments fléchissant :**

$$q_{sj} = q_{sg} = \left[ \frac{2}{3} \times 712 \right] \times 0,6 = 284,8 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sp} = \left[ \left( \frac{2}{3} \times 712 \right) + 100 \right] \times 0,6 = 344,8 \text{ daN/ml}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04 (travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

• **Appuis intermédiaires (2) :**

$$M_{2j} = - \frac{0,6 \times q_{sj} \times l^2}{8} = - \frac{0,6 \times 284,8 \times 4,75^2}{8} = -481,935 \text{ daN. m}$$

$$M_{2p} = - \frac{0,6 \times q_{sp} \times l^2}{8} = - \frac{0,6 \times 344,8 \times 4,75^2}{8} = -583,46 \text{ daN. M}$$

• **Appuis de rive (3) :**

$$M_{3j} = - \frac{0,2 \times q_{sj} \times l^2}{8} = - \frac{0,2 \times 284,8 \times 4,75^2}{8} = -160,64 \text{ daN. M}$$

$$M_{3p} = - \frac{0,2 \times q_{sp} \times l^2}{8} = - \frac{0,2 \times 344,8 \times 4,75^2}{8} = -194,488 \text{ daN. M}$$

**b) Moment fléchissant en travée :**

$$M_{tj} = - \frac{0,65 \times q_{sj} \times l^2}{8} = - \frac{0,65 \times 284,8 \times 4,75^2}{8} = 521,546 \text{ daN. M}$$

$$M_{tp} = - \frac{0,65 \times q_{sp} \times l^2}{8} = - \frac{0,65 \times 344,8 \times 4,75^2}{8} = 632,088 \text{ daN. M}$$

**c) Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$

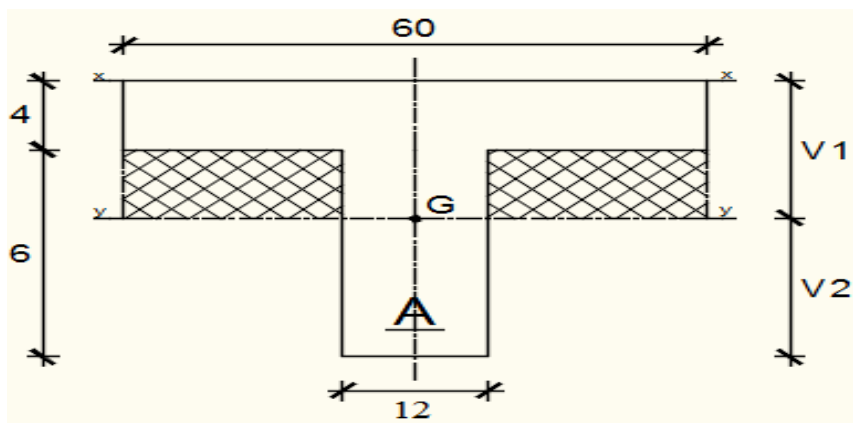
**d) Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

**• Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times (h - \frac{h_0}{2} + h_0) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$



**Fig.7: Section de calcul**

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2.36}$$

$$v_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{v_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A \times (d - V_1)^2$$

$$I_0 = 19451,645 \text{ cm}^4$$

**a) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} \times = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1,06481 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,857$$

$\rho$ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_j^t}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5215.46}{2.36 \times 0,857 \times 18} = 143,42 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6320.88}{2.36 \times 0,857 \times 18} = 173,82 \text{MPa}$$

**b) Calcul de:  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$ :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01064814 \times 143,42 + 2,1}$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,553$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01064814 \times 173,82 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,6132$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \times \mu}$$

**Avec  $I_f$ : Moment d'inertie fictif.**

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0,01064814} = 3.7926$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0,01064814} = 1.517$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451,645}{1 + 3,792 \times 0,553} = 6908.9361 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451,645}{1 + 1,517 \times 0,553} = 11635.650586 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19451,645}{1 + 3,792 \times 0,6132} = 6434.6383 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_g^t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5215.46 \times 4.75^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 11635.6505} = 0,9347 \text{ cm}$$

$$f_j^i = f_j^i = \frac{M_g^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5215.46 \times 4.75^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6908.9361} = 0,52 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p^t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6320.88 \times 4.75^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6434.6383} = 0,6417 \text{ cm}$$

d) La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,934 - 0,52) + (0,641 - 0,52)$$

$$\Delta_{ft} = 0,535 \text{ cm}$$

e) La flèche admissible :

$$l = 4,75 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ftmax} = 0,535 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,95 \text{ cm}$$

**La flèche est vérifiée.**

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau III.5 :** Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3 HA10	2Ø6
En Appui	1 HA12	2Ø6

### III.3- Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  ( $L_x \leq L_y$ ) et d'épaisseur  $h_d$  dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le pourtour).

#### III.3.1- Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = L_x / L_y$  et du type de chargement.

$$\rho = L_x / L_y \leq 0,4$$

Si  $\Rightarrow$  La dalle porte suivant une seule direction.

La charge est uniformément répartie.

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

Si  $\Rightarrow$  La dalle porte suivant une deux directions.

La charge est uniformément répartie.

Si On a une charge concentrée

$\Rightarrow$  La dalle porte suivant une deux directions

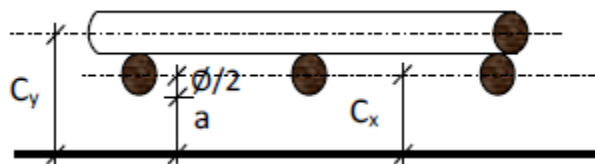
Quel que soit la valeur de  $\rho$ .

Les panneaux de dalle de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre. II**) et leur calcul se fera en flexion simple.

#### ➤ Diamètre des armatures

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[Pratique du BAEL 91-14.5].



**Fig.8: Enrobage**

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm.}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm} \quad \implies \text{On prendra } \varnothing = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$C_x = a + \frac{\varnothing}{2} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm}$$

➤ **hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm.}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

### **III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations :**

D'après la descente de charges effectuée dans le (chapitre II) ; on a :

$$G = 6,31 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1,50 \text{ daN/m}^2$$

**a. Combinaison fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\overline{\overline{q}}_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\overline{\overline{q}}_u = 1,35 \times 6,31 + 1,5 \times 1,50 = 10,76 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \overline{\overline{q}}_u \times 1,00 = 10,76 \text{ KN/mL}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\overline{\overline{q}}_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\overline{\overline{q}}_{\text{ser}} = 6,31 + 1,50 = 7,81 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{\text{ser}} = \overline{\overline{q}}_{\text{ser}} \times 1,00 = 7,81 \text{ KN/Ml}$$

**b. Calcul des sollicitations :**❖ **Panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :**

- 
- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times lx^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } lx ;$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } ly.$$

- 
- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times lx^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } lx ;$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } ly.$$

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \text{ et } \rho = lx / ly$$

- 
- Coefficient de poisson \nu :

$$\nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) ;}$$

$$\nu = 0,2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).}$$

**c. Mode d'encastrement :**❖ **Panneau de dalle continu au-delà de ces appuis :**

- 
- En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- 
- En appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = - 0,5 M_x$$

$$M_{ay} = - 0,5 M_y$$

❖ **Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :**

- ❖
- En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- ❖
- En appuis:

$$M_{ax} = 0.3 M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

- 
- Exemple de calcul :

$$L_x = 4,5 \text{ m}$$

$$L_y = 4,75\text{m}$$

$$\rho = L_x/L_y = 4,55/4,75 = 0,95 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions}$$

### **a. Moment fléchissant en appuis :**

- Etat limite ultime (E.L.U) :

#### **(Sens X-X) :**

$$\mu_{xu} = 0,0402 \text{ [B.A.E.L. 91]}$$

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 = 0,0402 \times 10,76 \times 4,55^2 = 8,95 \text{ KN. m}$$

$$M_w = -0,5 \times M_{xu} = -4,47 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -0,5 \times M_{xu} = -4,47 \text{ KN.m}$$

#### **(Sens Y-Y) :**

$$\mu_{yu} = 0,9160 \text{ [B.A.E.L. 91]} \quad \mathbf{0.8322405}$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} = 0,9160 \times 8,95 = 8,19 \text{ KN.m}$$

$$M_n = -0,5 \times M_{yu} = -4,09 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -0,5 \times M_{yu} = -4,09 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

#### **(Sens X-X) :**

$$\mu_{xu} = 0,0402 \text{ [B.A.E.L. 91]}$$

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 = 0,0402 \times 7,81 \times 4,55^2 = 6,49 \text{ KN. m}$$

$$M_w = -0,5 \times M_{x \text{ ser}} = -3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -0,5 \times M_{x \text{ ser}} = -3,25 \text{ KN.m}$$

#### **(Sens Y-Y) :**

$$\mu_{y \text{ ser}} = 0,9160 \text{ [B.A.E.L. 91]}$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} = 0,916 \times 6,49 = 5,94 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -0,5 \times M_{y \text{ ser}} = -2,97 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -0,5 \times M_{y \text{ ser}} = -2,97 \text{ KN.m}$$

### **b. Moment fléchissant en travées :**

- Etat limite ultime (E.L.U) :

#### **(Sens X-X) :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{xu} = 0,75 \times 8,95 = 6,71 \text{ KN.m}$$

**Sens Y-Y :**

$M_{ty}=0,75 M_{yu}=0,75 \times 8,19 = 6,14 \text{ KN.m}$

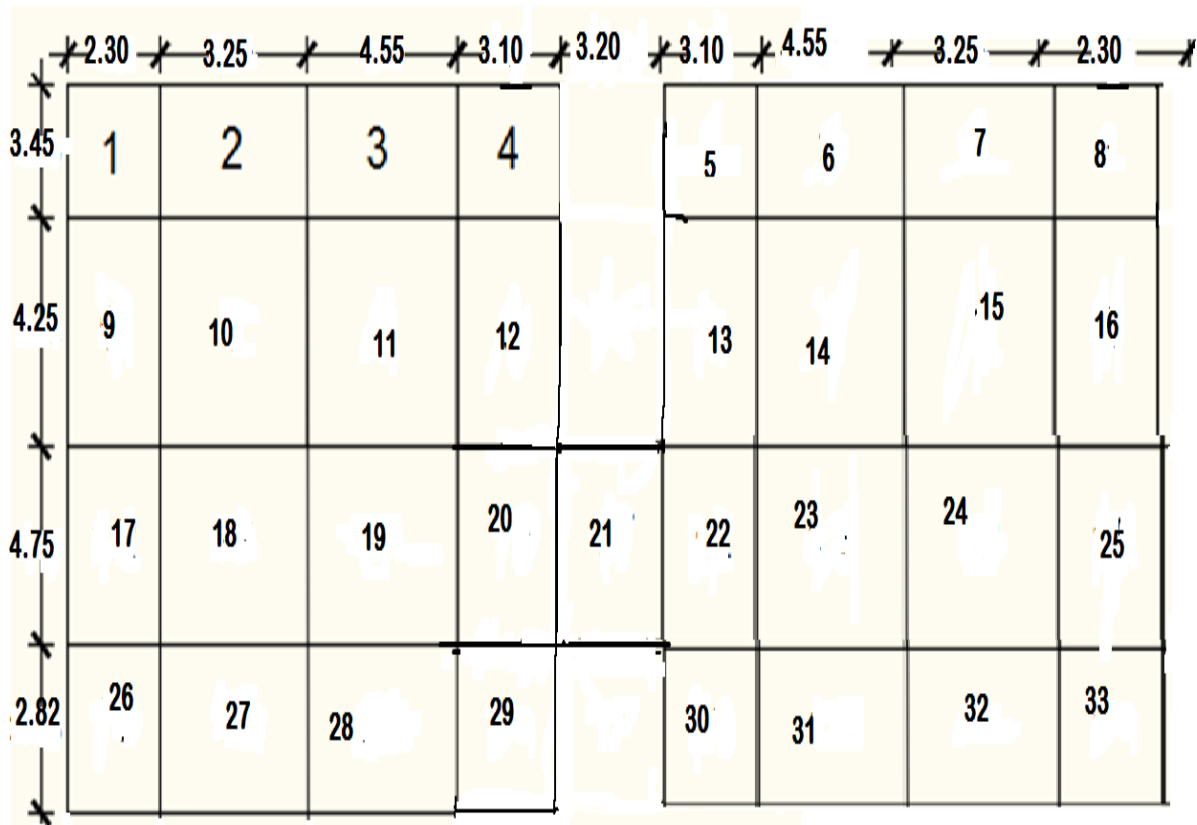
➤ Etat limite de service (E.L.S) :

**(Sens X-X) :**

$M_{tx} = 0,75 M_{x \text{ ser}}=0,75 \times 6,49 = 4,86 \text{ KN.m}$

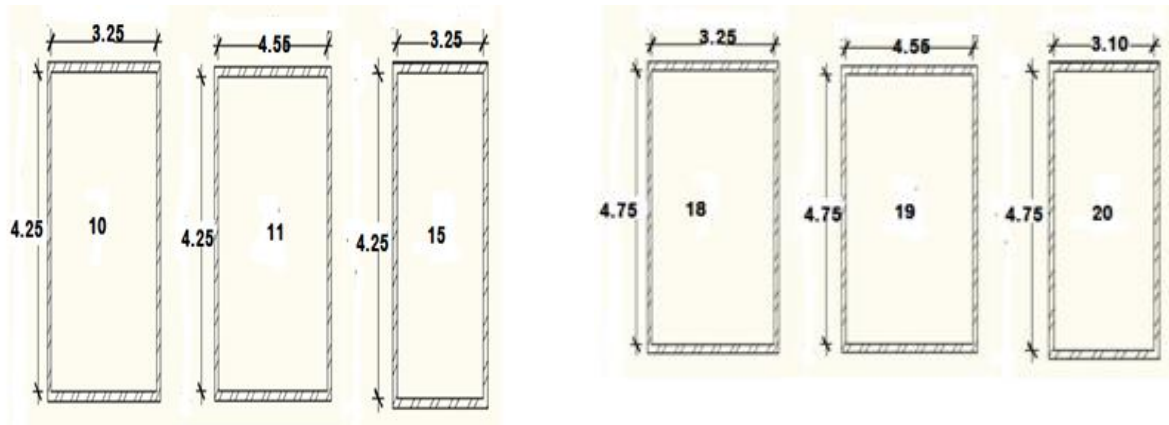
**(Sens Y-Y) :**

$M_{ty}=0,75 M_{y \text{ ser}}=0,75 \times 6,71 = 4,45 \text{ KN.m}$



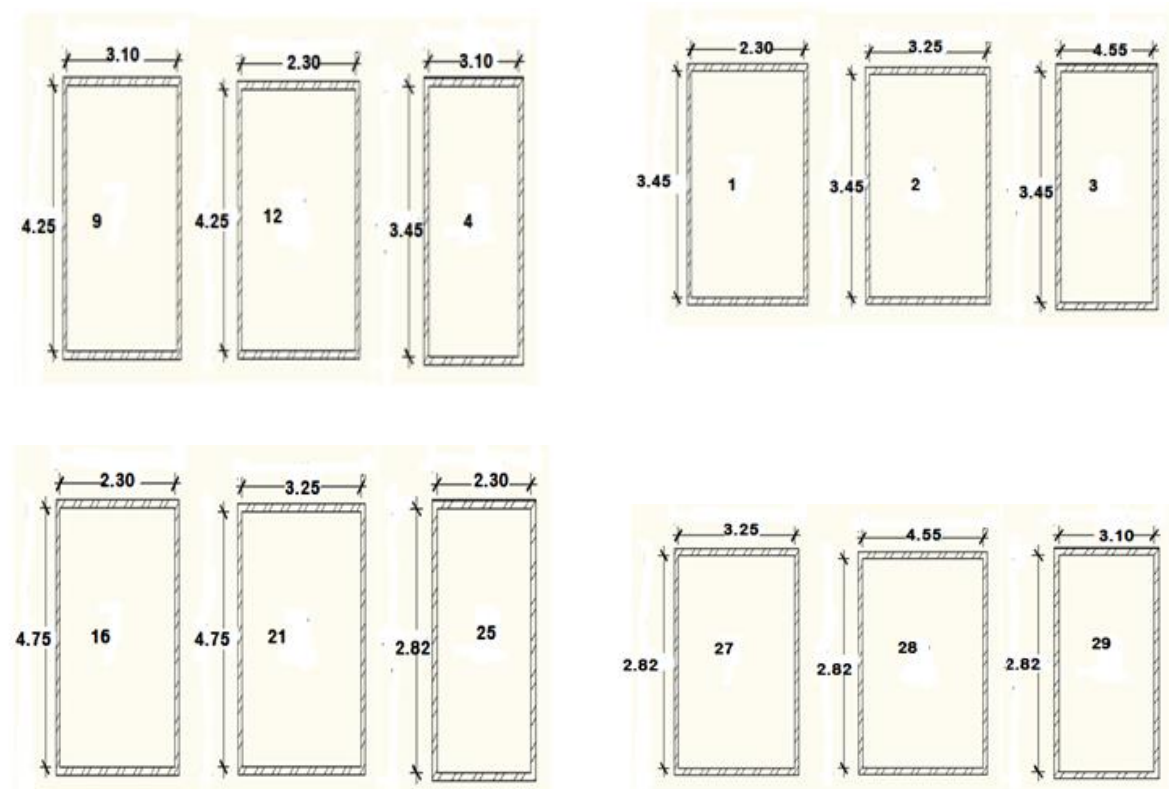
**Fig.9:** Les panneaux de notre structure

➤ **Types01:** Panneau de dalle continu au delà des es appuis:



**Fig.10:** Panneau continu au-delà des es appuis.

➤ **Types02:** Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement est partiel



**Fig.11:** Panneau de rive dont un appui assure un encastrement partiel.

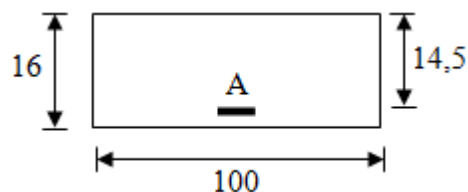
Tableau III.6. Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du RDC

Panneaux	Lx	Ly	$\zeta=Lx/Ly$	ELU $\nu=0$								ELSw=0,2							
				$\mu_x$	$\mu_y$	Mx [KN.m]	Max [KN.m]	Mtx [KN.m]	My [KN.m]	May [KN.m]	Mty [KN.m]	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx [KN.m]	Max [KN.m]	Mtx [KN.m]	My [KN.m]	May [KN.m]	Mty [KN.m]
1	2.30	3.45	0.66	0.0731	0.3975	4.16	2.08/1.25	3.54	1.65	0.5/0.83	1.41	0.0731	0.3975	3.02	1,51/091	2,26	1.20	0.36/0.6	0.9
2	3.25	3.45	0,94	0.0416	0.8846	4.73	1.42/2.36	4.02	4.18	2.09	3.14	0.0416	0.8846	3.43	1.02/1.71	2.57	3.03	1.51	2.27
3	4.55	3.45	1.31	0.0192	1.5714	4.28	1.29/2.14	3.64	6.73	3.37	5.05	0.0192	1.5714	3.10	0.93/1.55	2.32	4.87	2.43	3.65
4	3.10	3.45	0.89	0.0456	0.7995	4.72	2.36/1.42	4.01	3.77	1.13/1.89	3.21	0.0456	0.7995	3.42	1.71/1.02	2.56	2.73	0.81/1.36	2.04
5	3.10	3.45	0.89	0.0456	0.7995	4.72	2.36/1.42	4.01	3.77	1.13/1.89	3.21	0.0456	0.7995	3.42	1.71/1.02	2.56	2.73	0.81/1.36	2.04
6	4.55	3.45	1.31	0.0192	1.5714	4.28	1.29/2.14	3.64	6.73	3.37	5.05	0.0192	1.5714	3.10	0.93/1.55	2.32	4.87	2.43	3.65
7	3.25	3.45	0,94	0.0416	0.8846	4.73	1.42/2.36	4.02	4.18	2.09	3.14	0.0416	0.8846	3.43	1.02/1.71	2.57	3.03	1.51	2.27
8	2.30	3.45	0.66	0.0731	0.3975	4.16	2.08/1.25	3.54	1.65	0.5/0.83	1.41	0.0731	0.3975	3.02	1,51/091	2,26	1.20	0.36/0.6	0.9
9	2.30	4.25	0.54	0.0906	0.2343	5.16	1.55/1.21	4.38	1.21	0.6	0.91	0.0906	0.2343	3.74	1.12/1.87	2.80	0.87	0.43	0.65
10	3.25	4.25	0.76	0.0603	0.5540	6.86	3.43	5.14	3.80	1.90	2.85	0.0603	0.5540	4.97	2.48	3.72	2.75	1.37	2.06
11	4.55	4.25	1.07	0.0317	1.1407	7.06	3.53	5.30	8.06	4.03	6.04	0.0317	1.1407	5.12	2.56	3.84	5.84	2.92	4.38
12	3.10	4.25	0.72	0.0647	0.4950	6.70	2.01/3.35	5.67	3.32	1.66	2.49	0.0647	0.4950	4.85	1.45/2.42	3.63	2.40	1.2	1.80
13	3.10	4.25	0.72	0.0647	0.4950	6.70	2.01/3.35	5.67	3.32	1.66	2.49	0.0647	0.4950	4.85	1.45/2.42	3.63	2.40	1.2	1.80
14	4.55	4.25	1.07	0.0317	1.1407	7.06	3.53	5.30	8.06	4.03	6.04	0.0317	1.1407	5.12	2.56	3.84	5.84	2.92	4.38
15	3.25	4.25	0.76	0.0603	0.5540	6.86	3.43	5.14	3.80	1.90	2.85	0.0603	0.5540	4.97	2.48	3.72	2.75	1.37	2.06
16	2.30	4.25	0.54	0.0906	0.2343	5.16	1.55/1.21	4.38	1.21	0.6	0.91	0.0906	0.2343	3.74	1.12/1.87	2.80	0.87	0.43	0.65

17	2.30	4.75	0.48	0.0982	0.1752	5.60	1.68/2.80	4.76	0.98	0.49	0.74	0.0982	0.1752	4.05	1.21/2.02	3.03	0.70	0.35	0.53
18	3.25	4.75	0.68	0.0707	0.4238	8.04	4.02	6.03	3.41	1.70	2.55	0.0707	0.4238	5.83	2.91	4.37	2.47	1.23	1.85
19	4.55	4.75	0.95	0.0402	0.9160	8.96	4.48	6.72	8.21	4.10	6.16	0.0402	0.9160	6.49	3.24	4.86	5.94	2.97	4.45
20	3.10	4.75	0.65	0.0750	0.3771	7.76	3.88	5.82	2.93	1.46	2.19	0.0750	0.3771	5.62	2.81	4.21	1.89	0.94	1.41
21	3.20	4.75	0.67	0.0721	0.4079	7.95	3.97	5.96	3.24	1.62	2.43	0.0721	0.4079	5.76	2.88	4.32	2.34	1.17	1.75
22	3.10	4.75	0.65	0.0750	0.3771	7.76	3.88	5.82	2.93	1.46	2.19	0.0750	0.3771	5.62	2.81	4.21	1.89	0.94	1.41
23	4.55	4.75	0.95	0.0402	0.9160	8.96	4.48	6.72	8.21	4.10	6.16	0.0402	0.9160	6.49	3.24	4.86	5.94	2.97	4.45
24	3.25	4.75	0.68	0.0707	0.4238	8.04	4.02	6.03	3.41	1.70	2.55	0.0707	0.4238	5.83	2.91	4.37	2.47	1.23	1.85
25	2.30	4.75	0.48	0.0982	0.1752	5.60	1.68/2.80	4.76	0.98	0.49	0.74	0.0982	0.1752	4.05	1.21/2.02	3.03	0.70	0.35	0.53
26	2.30	2.82	0.81	0.0543	0.6437	3.09	0.93/1.99	2.62	1.99	1.00	1.49	0.0543	0.6437	2.24	0.72/1.21	1.81	1.55	0.77	1.16
27	3.25	2.82	1.15	0.0267	1.2989	3.04	1.52	2.28	3.95	1.98	2.98	0.0267	1.2989	2.20	1.1	1.65	2.85	1.42	2.14
28	4.55	2.82	1.61	0.0113	1.6742	2.52	1.26	1.89	4.21	2.11	3.16	0.0113	1.6742	1.82	0.91	1.36	3.05	1.52	2.28
29	3.10	2.82	1.09	0.0298	1.1971	3.09	0.93/1.54	2.63	3.70	1.85	2.77	0.0298	1.1971	2.24	0.67/1.12	1.67	2.26	1.33	1.99
30	3.10	2.82	1.09	0.0298	1.1971	3.09	0.93/1.54	2.63	3.70	1.85	2.77	0.0298	1.1971	2.24	0.67/1.12	1.67	2.26	1.33	1.99
31	4.55	2.82	1.61	0.0113	1.6742	2.52	1.26	1.89	4.21	2.11	3.16	0.0113	1.6742	1.82	0.91	1.36	3.05	1.52	2.28
32	3.25	2.82	1.15	0.0267	1.2989	3.04	1.52	2.28	3.95	1.98	2.98	0.0267	1.2989	2.20	1.1	1.65	2.85	1.42	2.14
33	2.30	2.82	0.81	0.0543	0.6437	3.09	0.93/1.99	2.62	1.99	1.00	1.49	0.0543	0.6437	2.24	0.72/1.21	1.81	1.55	0.77	1.16

Tableau III.7: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

		ELU		ELS	
Planchers	Sens	M <sub>appuis</sub> [KN.m]	M <sub>travées</sub> [KN.m]	M <sub>appuis</sub> [KN.m]	M <sub>travées</sub> [KN.m]
RDC	Sens X-X	- 4 .48	6.72	-3.24	4.86
	Sens Y-Y	-4.10	6.16	-2.97	4.45

**III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :****(Sens X-X) :**a) **En travées :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :****M<sub>tx</sub> = 6,72KN. m**• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6720}{14,20 \times 100 \times 14,5^2} = 0,023$$

 $\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas ;  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_{el}$ 

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,988$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6720}{348 \times 0,988 \times 14,5} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{Ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 :  $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures :**

5T10/ml  $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10  $\rightarrow e = 20\text{cm}$ ).

- **Etat limite service (E.L.S) :**

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'  $\neq \emptyset$

Acier FeE400

$$M_{t \text{ ser}} = 4,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Si } \Rightarrow \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

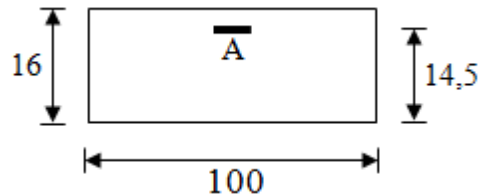
$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{6720}{4860} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,029 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**b) En Appuis :**

- **Etat limite ultime (E.L.U):**



$M_{\max} = 4,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4480}{14,20 \times 100 \times 14,5^2} = 0,015$$

$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas ;  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4480}{348 \times 0,993 \times 14,5} = 0,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 :  $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures :**

5T10/ml  $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10  $\rightarrow e = 20\text{cm}$ ).

➤ Etat limite service (E.L.S) :

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'  $\neq$  A

Acier FeE400

$$M_{\text{aser}} = 3,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Si } \Rightarrow \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{\text{au}}}{M_{\text{as}}} = \frac{4480}{3240} = 1,38$$

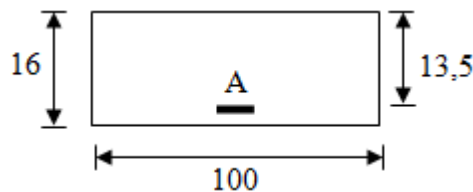
$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,018 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

(Sens Y-Y) :

c) En travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :



$$M_{\text{txu}} = 6,16 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{\text{tx}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6160}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6160}{348 \times 0,986 \times 13,5} = 0,098 \text{ cm}^2/\text{Ml}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 :  $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

• **Choix des armatures :**

5T10/ml  $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10  $\rightarrow e = 20\text{cm}$ ).

• **Etat limite service (E.L.S) :**

Flexion simple

Section rectangulaire avec A

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{t \text{ ser}} = 4,45 \text{ KN.m} \\ \\ \text{Si } \Rightarrow \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \end{array}$$

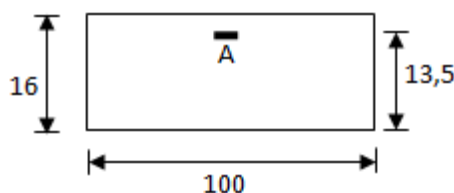
$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{6160}{4450} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,026 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

d) **En Appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U):**



$M_{\max} = 3,240 \text{ KN.m}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3240}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,013$$

$\mu = 0,013 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3240}{348 \times 0,994 \times 14,5} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 :  $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures :**

5T10/ml  $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10  $\rightarrow e = 20\text{cm}$ ).

- **Etat limite service (E.L.S) :**

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A \neq A'$

Acier FeE400

$M_{\text{aser}} = 2970 \text{ KN.m}$

$$\text{Si } \Rightarrow \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_c 28$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{\text{au}}}{M_{\text{as}}} = \frac{3240}{2970} = 1,09$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295$$

$$\alpha = 0,016 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,295 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]

- **T<sub>u</sub> max :**

$$T_{ux} = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_{uy} = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

### Le panneau le plus sollicité est le panneau (20) :

$$T_{ux} = \frac{10,76 \times 4,55}{2} \times \frac{(4,75)^4}{(4,55)^4 + (4,75)^4} = 13,29 \text{ KN/ml}$$

$$T_{uy} = \frac{10,76 \times 4,75}{2} \times \frac{(4,55)^4}{(4,55)^4 + (4,75)^4} = 11,68 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = \max(T_{x\max}; T_{y\max}) \Rightarrow T_{x\max} = 13,29 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul  $\tau_u$  :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1329 \times 10}{(100 \times 14,5 \times 100)} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,10 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

### III.3.6- Vérification de la flèche :

- **Condition de la flèche : [CBA93/B.7.5]**

- $\frac{h}{L_x} < \frac{M_{tx}^{ser}}{20 \times M_x^{ser}}$
- $P = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:**

$$\frac{hd}{lx} = \frac{0,16}{4,55} = 0,035 < \frac{4,86}{20 \times 6,49} = 0,037 \Rightarrow (\mathbf{C.n.v})$$

$$P = \frac{3,93}{100 \times 14,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0027 < 0,005 \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

- ❖ **Conclusion :**

Une des deux conditions n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta ft = (f_{gv}^-) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

,  $f_{gi}$ : Les flèches dus à charge  $g$  ;

$f_{ji}$ : La flèche dus à la charge  $j$  ;

$f_{pi}$ : La flèche dus a la charge totale  $p$ .

$g$  : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 631 \times 1 = 631 \text{ daN/ml}$$

$j$  : charge permanente avant mise en place des cloisons,  $j = (631 - 100) = 531 \text{ daN/ml}$  et

$p$  : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 1 = (631 + 150) \times 1 = 781 \text{ daN/ml}$

- a) **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{tg}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^g = 0,75 \times \mu_{x,ser} \times g \times lx^2 = 0,75 \times 0,0402 \times 631 \times 4,55^2$$

$$M_{tg}^{ser} = 393,85 \text{ daN/ml} = 3,9385 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^j = 0,75 \times \mu_{x,ser} \times j \times lx^2 = 0,75 \times 0,0402 \times 531 \times 4,55^2$$

$$M_{tj}^{ser} = 331,43 \text{ daN/ml} = 3,3143 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^p = 0,75 \times \mu_{x,ser} \times p \times lx^2 = 0,75 \times 0,0402 \times 781 \times 4,55^2$$

$$M_{tp}^{ser} = 487,48 \text{ daN/ml} = 4,8748 \text{ KN/ml}$$

- b) **Module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{fc28} = 32164,2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{fc28} = 10818,87 \text{ MPa}$

- Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

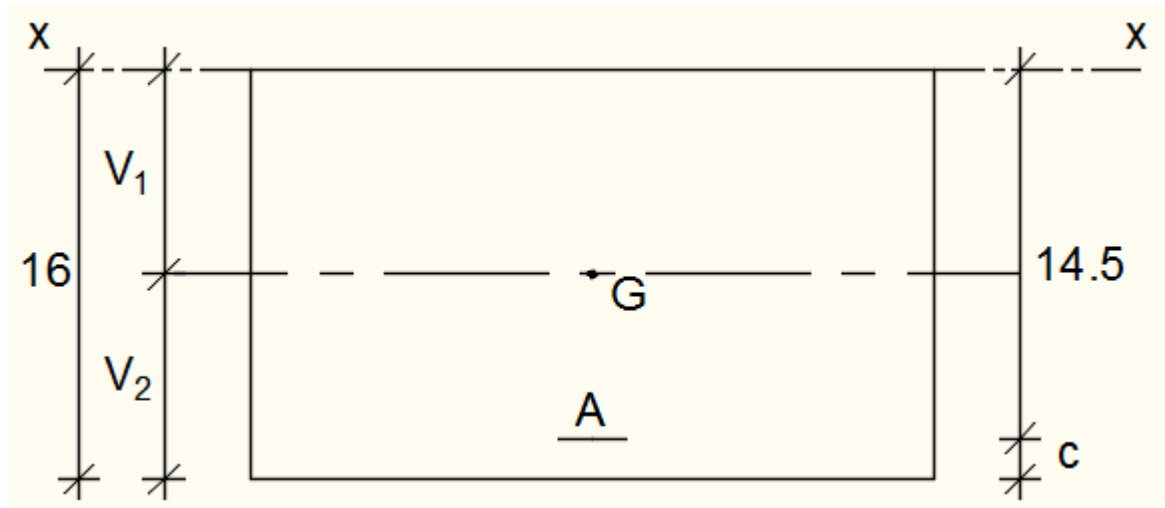


Fig. 14 : Coordonnée de centre de gravité.

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.39 \times 144.5}{100 \times 16 + 15 \times 3.39}$$

$$V_1 = 8,20$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,2 = 7,8$$

$$I_0 = \frac{b \times v_1^3}{3} + \frac{b \times v_2^3}{3} + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times (8,2)^3}{3} + \frac{100 \times (7,8)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (16 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 44888,54 \text{ cm}^4$$

### E) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

. Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b \times dx} = \frac{3,39}{100 \times 14,5} = 0,002337$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0,002337 \times 100 = 0,233$$

D'après le tableau des paramètres à l'E.L.S :

$$- \beta_1 = 0.922$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3938,5}{3,39 \times 0,922 \times 14,5} = 86,90$$

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\sigma_t^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3938,5}{3,39 \times 0,922 \times 14,5} = 74,96$$

$$\sigma_t^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3143,3}{3,39 \times 0,922 \times 14,5} = 59,83$$

$$\sigma_t^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4874,8}{3,39 \times 0,922 \times 14,5} = 92,78$$

#### **F) Calcul de: $\mu_g$ ; $\mu_j$ et $\mu_p$ :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho_1 \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00233 \times 74,96 + 2,1} = 0,31$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00233 \times 59,83 + 2,1} = 0,38$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00233 \times 92,78 + 2,1} = 0,24$$

#### **G) Moments d'inerties fictif**

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \Delta \times \mu}$$

Avec

$I_f$ : Moment d'inertie fictif.

$I_i$ : Pour les déformations instantanées.

$I_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$I_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho_1} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{60}{60}) 0,00233} = 9,01$$

$$I_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho_1} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) 0,00233} = 3,60$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 44888,54}{1 + 9,01 \times 0,31} = 13017,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 44888,54}{1 + 3,60 \times 0,31} = 23335,25 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 44888,54}{1 + 9,01 \times 0,38} = 11161,76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 44888,54}{1 + 9,01 \times 0,24} = 15613,89 \text{ cm}^4$$

### H) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{3938,5 \times (455)^2}{10 \times 10818,87 \times 23335,25} = 0,32 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{3938,5 \times (455)^2}{10 \times 32164,2 \times 13017,68} = 0,19 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{3314,3 \times (455)^2}{10 \times 32164,2 \times 11161,76} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{4874,8 \times (455)^2}{10 \times 32164,2 \times 15613,89} = 0,20 \text{ cm}$$

### La flèche totale :

$$\Delta f_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta f_{ft} = (0,32 - 0,16) + (0,20 - 0,19)$$

$$\Delta f_{ft} = 0,17 \text{ cm}$$

### J) La flèche admissible :

$$l = 4,55 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{ft\max} = 455/500 = 0,91 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta f_{ft} = 0,18 \text{ cm} < \Delta f_{ft\max} = 0,91 \text{ cm}$$

**La flèche est vérifiée.**

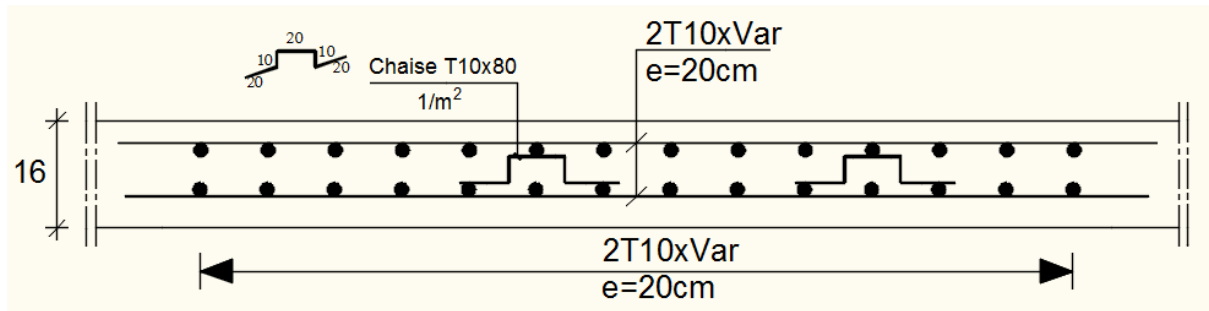
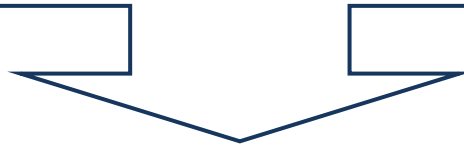


Fig.15 : Ferrailage de la dalle pleine.

## **Chapitre IV**

### **Etude des éléments non structuraux**



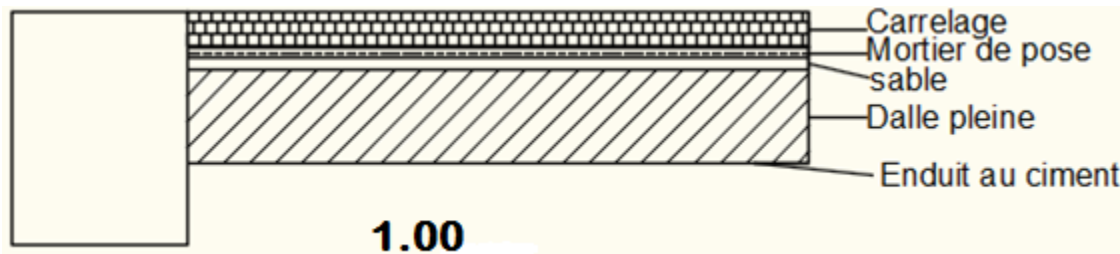
**IV.1- Etude des balcons :**

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; calculés comme une console de

de 1 m de largeur et sollicité par :

- ✚ Leurs poids propre : G
- ✚ La surcharge d’exploitation : Q
- ✚ La charge due au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte deux types de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée de  $L = 1,00$  m



**Fig. 1:** Coupe sur le balcon.

➤ **Epaisseur du balcon :**

On prend  $h_d = 16$  cm

**IV.1.1- Descente de charges :**

❖ **Charges permanentes :**

Carrelage + mortier de pose +sable .....	1,04 [KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.16 .....	3,75 [KN/m <sup>2</sup> ]
Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m <sup>2</sup> /cm).....	0,27 [KN/m <sup>2</sup> ]

**G=5,06 [KN/m<sup>2</sup>]**

Pour une bande de 1m de largeur :  $\bar{G} = G \times 1,00 = 5,06$  KN/m<sub>L</sub>

**Surcharges d’exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation :  $Q = 3,50$  KN/m<sup>2</sup>

Pour une bande de 1m de largeur :  $\bar{q} = Q \times 1,00 = 3,5$  KN/m<sub>L</sub>

➤ **Calcul de la charge due au poids du mur :**

La charge due au poids du mur sur le balcon: P

$$P = G_m \times h$$

$$\text{Epaisseur du mur: } e=30\text{cm} \Rightarrow G_m = (0,90+1,30+2 \times 18 \times 0,015) = 2,74 \text{ KN/m}$$

$$\text{Hauteur du mur: } h=3,06 - 0,16 = 2,90\text{m}$$

$$P = 2,74 \times 2,90 = 7,94 \text{ KN} \Rightarrow P=7,94\text{KN}$$

Fissuration est considérée comme peu nuisible ( $a = 1 \text{ cm}$ ).

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93).

$$\varphi_{max} < \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\varphi \leq 16\text{mm} \Rightarrow \text{on prendra } \varphi = 10\text{mm}$$



Fig.2 : Enrobage.

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\varphi}{2} \Rightarrow C = (10 + \frac{10}{2}) = 15 \text{ mm}$$

❖ Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

➤ **Moments fléchissant :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = - [1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}] \times \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$$

$$M_u = - [1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,5] \times \frac{1,00^2}{2} - 1,35 \times 7,94 \times 1,00 \times 1,00$$

$$M_u = -16,75 \text{ KN. m}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_s = - [ \bar{G} + \bar{q} ] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00$$

$$M_s = - [ 5,06 + 3,5 ] \times \frac{1,00^2}{2} - 7,94 \times 1,00 \times 1,00$$

$$M_s = -12,22 \text{ KN.m}$$

#### IV.1.2- Calcul du ferrailage :

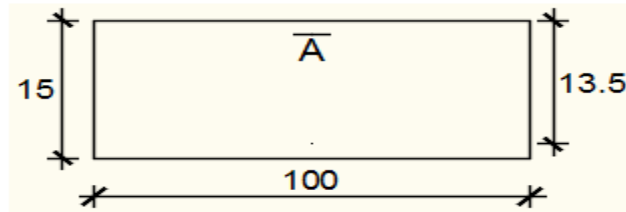


Fig.. 3 : Section de calcul

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = 16750 \text{ N.m}$$

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16750}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,064$$

$$\mu = 0,064 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,082$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{16750}{348 \times 0,967 \times 13,5} = 3,68 \text{ cm}^2/m_L$$

❖ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier Fe 400 : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 3,68 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures :

$$6T10/m_L \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T10 \rightarrow e = 16,67 \text{ cm}).$$

Remarque :

Pour des raisons pratique on prendra un espacement de 15 cm (e=15cm)

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{ser} = 12220 \text{ KN. m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'z

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec A'z} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \Rightarrow \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16750}{12220} = 1,37 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\alpha = 0,096 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,18 \text{ cm}^2/m_L$$

✓ **Choix des armatures :**

$$5T10/m_L \Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L$$

(T10 e = 20cm)

**IV.1.3- Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_{max}^u = (1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_{max}^u = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50) \times 1,00 + 1,35 \times 7,94$$

$$T_{max}^u = 18,75 \text{ KN. m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{18750}{100 \times (100 \times 13,5)} = 0,138 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

=> Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

**IV.2.4- Vérification de la flèche :**

❖ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire

$$\frac{h_d}{L} = \frac{16}{100} = 0,16 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

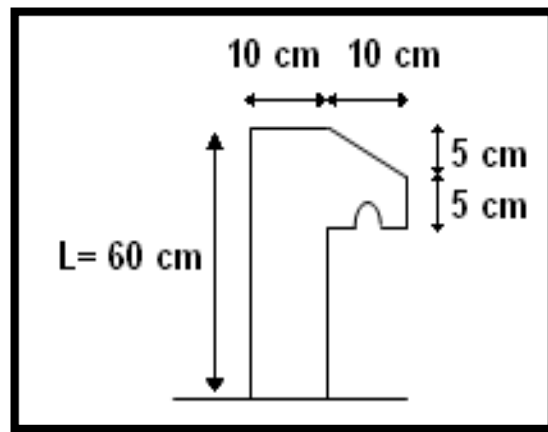
$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 13,5} = 0,0035 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**IV. 2.Etude de l'acrotère****IV. 2.1 Définition :**

L'acrotère est un élément de sécurité qui doit être prévu au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base et soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. La hauteur de l'acrotère est prise égale à 70 cm. Et ce vu l'accessibilité de la terrasse [3].



**Fig.1:** Coupe transversale de l'acrotère

**IV. 2.2 Evaluation des charges :**

➤ **Surface de l'acrotère :**

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,05 \times 0,1 + 1/2 (0,05 \times 0,1) = 0,0675 \text{ m}^2$$

● **Le poids de l'acrotère :**

Est donné par mètre linéaire :

$$w_p = S \times \gamma \times 1 = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ kN/m}_L$$

-poids propre de l'acrotère ;  $w_p = 1,6875 \text{ kN/m}_L$

Sollicitations :

D'après les règles **RPA99 (Article 6.2.3)**, l'action de force est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4.A. C_p. w_p$$

Avec : A : coefficient de l'accélération de zone A = 0,15 zone IIa

$c_p$  : facteur de force horizontale.  $c_p = 0,8$  console

$w_p$  : poids de l'acrotère  $w_p = 1,6875 \text{ KN/ml}$

D'où  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,6875 = 0,81 \text{ KN}$

➤ **Etat limite ultime ELU:**

$$N_u = 1.35 \text{ NG} = 1,35 \times 1,6875 = 2,278 \text{ kN/m}_L$$

$$M_u = 1.5 \text{ MQ} = 1,5 \times 0,6 \times 0,81 = 0,729 \text{ kN. m/l.}$$

➤ **Etat limite service ELS :**

$$N_{ser} = \text{NG} = 1,6875 = 1,6875 \text{ kN/m}_L$$

$$M_{ser} = \text{MQ} = 0,6 \times 0,81 = 0,486 \text{ kN. m/m}_l.$$

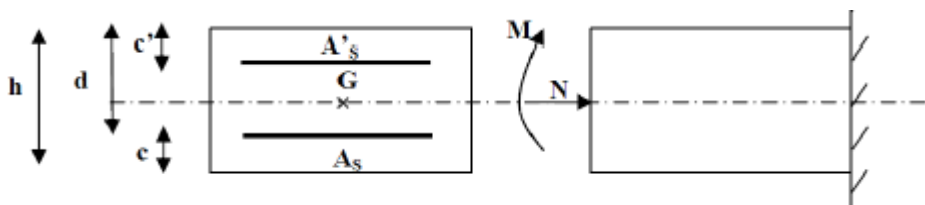
Poids propre de l'acrotère :

$$G = 1,69 \text{ KN/m}_L.$$

$$p = 1 \text{ KN/m}_L.$$

**IV. 2. 3 Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS



**Fig. 2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée**

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} d = h - c = 8 \\ c = 2 \end{cases}$$

✚ **ELU : Détermination de l'excentricité :  $e_u$**

$$e_U = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,729}{2.278} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_U = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

L'effort de compression est appliqué à l'extérieur de la section de béton  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée. Le calcul d'une section partiellement comprimée revient au calcul en flexion simple de la même section avec un moment  $M_L$  par rapport aux armatures tendues.

➤ **Calcul en flexion simple :**

✚ **Moment fictif :**

$$M_1 = N_U \times \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 2.278 \times \left( 0,32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.7973 \text{ KN.m}$$

✚ **Moment réduit :**

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.7973 \times 10^{-3}}{1 \times 14.2 \times 0.08^2} = 0.0087$$

$\mu < \mu_L = 0.392$  la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✚ **Armatures fictives :**

$$\mu = 0.0087$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0087)}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.011 = 0.996$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{797,3}{0.996 \times 348 \times 8} = 0.288 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.288 - \frac{2.278}{348} = 0.281 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2.1$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0.281; 0.96) = 0.96 \text{ cm}^2$

Soit : 4T10/ $M_L$

Choix des armatures :  $A_{\text{cho}} = 3.14 \text{ cm}^2$

✚ **Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{\text{cho}}}{4} = \frac{1.01}{4} = 0.252 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8/  $M_L$

**IV.2.4. Vérifications à l'ELS :**

$$e_s = \frac{M_u}{N_s} = \frac{0.486}{1.6875} = 0.28 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

➤ Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).

**i. Détermination des contraintes :**

- C : Centre de pression (point d'application) ;

- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;

-  $y_2$  : La distance du point C à l'axe neutre ;

-  $y_1 = y_2 + c$  ;

N est un effort de compression  $\rightarrow y_2 > 0$  et

- C se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow c$  sera considéré comme négatif.

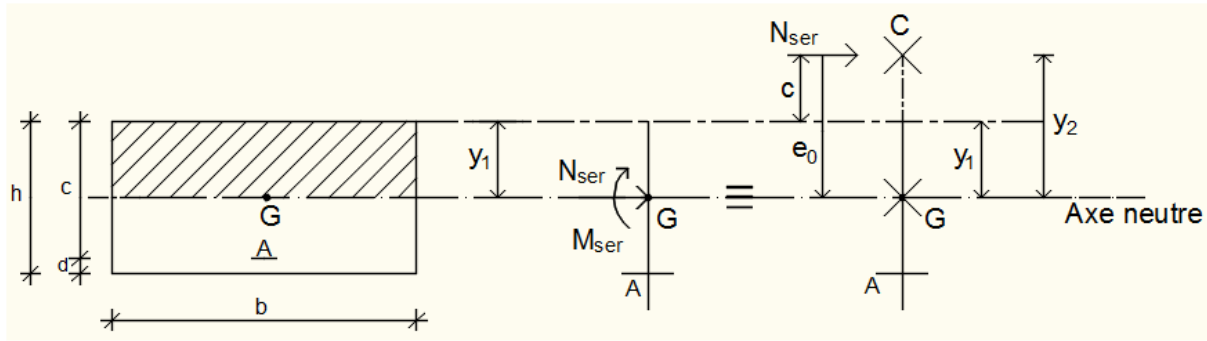


Fig.3.: Position de centre de pression.

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 48 - \frac{10}{2} = -43 \text{ cm}$$

$$p = -3(-43)^2 + \frac{90 \times 2,01}{100}(8 + 43)$$

$$P = -5454,74$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-43)^3 - \frac{90 \times 2,01}{100}(8 + 43)^2$$

$$q = 154308,791$$

**y : est la solution de l'équation :**

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 5454,74 y_2 + 154308,791 = 0$$

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 5454,74 y_2 + 154308,791 = 0$$

**Donc la résolution de l'équation est comme suite :**

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (154308,791)^2 + \frac{4 \times (-5454,74)^3}{27} = -233443242,6 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 154308,791}{2(-5454,74)} \times \sqrt{\frac{-3}{-5454,74}} = -0,995 \Rightarrow \varphi = 174,35^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{5454,74}{3}} = 85,28$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 85,28 \times \cos\left(\frac{174,35}{3}\right) = 45,04 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 85,28 \times \cos\left(\frac{174,35}{3} + 120^\circ\right) = -85,15 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 85,28 \times \cos\left(\frac{174,35}{3} + 240^\circ\right) = 40,18 \text{ cm}$$

$$y_2 = m(y_{21} ; y_{22} ; y_{23}) = 45,04 \text{ cm}$$

$$-0 < y_1 = y_2 + c = 45,04 - 43 = 2,04 < 10 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ D'où :  $y_1 = 2.04 \text{ cm}$

➤ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.04)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (8 - 2.04) = 28.39 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1687,5}{100 \times 28.39} = 0,594$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.84 \times 2.04 = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_1) = 15 \times 0.84 \times (8 - 2.04) = 75.10 \text{ MPa}$$

➤ L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28}\right)$$

➤ **Avec :**

$$- FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6} \times 2.11\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion**

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)**

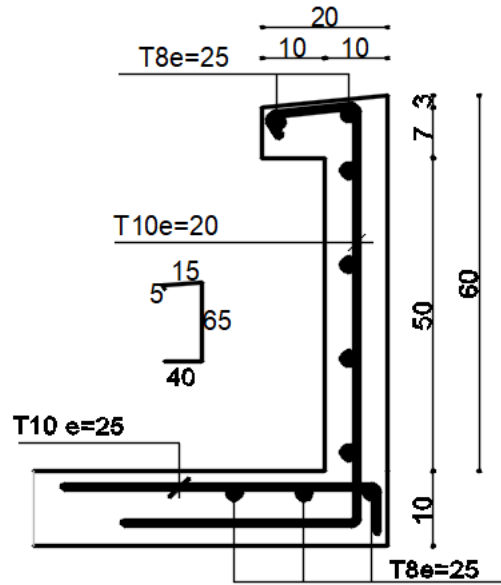
Nous avons une fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**COUPE b-b**



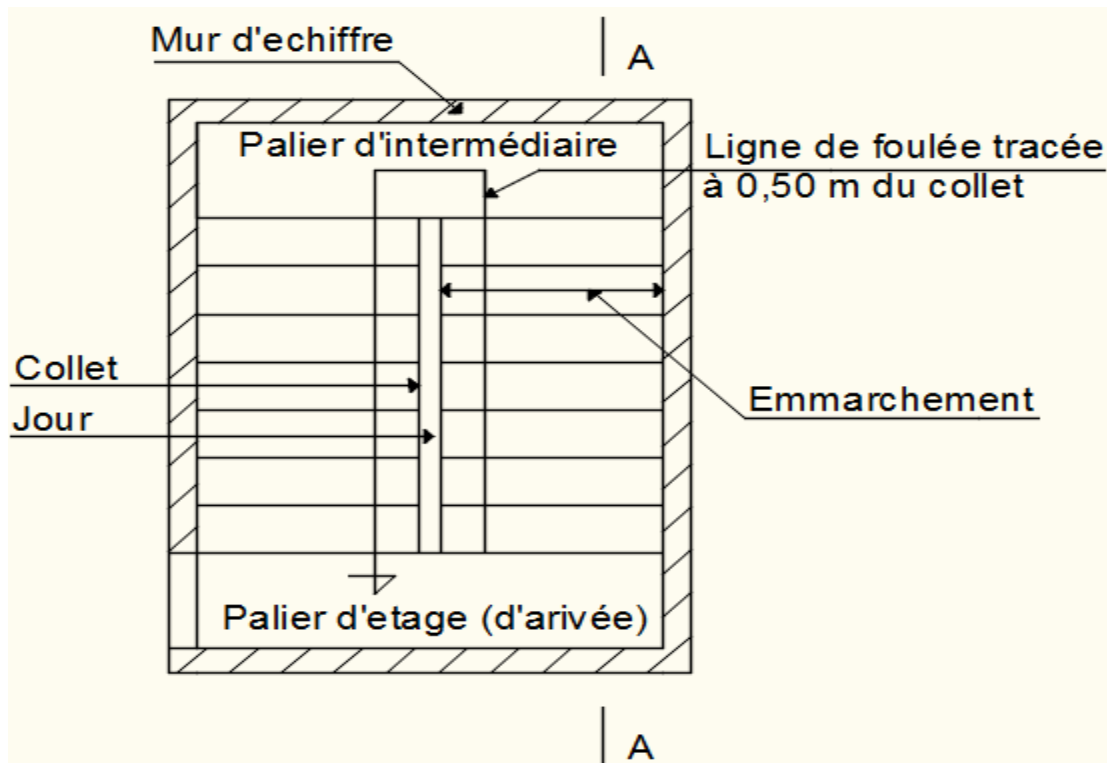
**Fig.4:** Ferraillage de l'acrotère.

## IV.1- Etude des escaliers :

### IV.1.1- Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée. L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

**Fig1** : Vue en plan de la cage d'escaliers.



**Emmarchement** : Longueur de la marche ;

**g** : Giron (largueur d'une marche) ;

**h** : Hauteur d'une marche ;  $\varpi$  Mur d'échiffre : Mur qui limite l'escalier ;

**Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;

**Contremarche** : La partie verticale d'une marche ;

**Jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;

**Collet** : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;

**Ligne de foulée** : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté du jour);

**Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;

**Palier de repos :** Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et

**Palier d'arrivée :** Palier d'étage.

#### **IV.1.2- Escalier Type 01 :**

##### **IV.1.2.1- Pré-dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 17 \times 2 + 30 \leq 66 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

**Contre marches :**

$N_c$ : nombre des contre marches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche}$$

$n = N - 1$ : nombre des marche par volées.

$$\text{On aura 18 contre marche} \quad \left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ Contre marche pour La 1ere volées} \Rightarrow n = 8 \\ 9 \text{ Contre marche pour La 2eme volées} \Rightarrow n = 8 \end{array} \right.$$

✚ **L'inclinaison de la pailasse :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

✚ **La longueur de la pailasse :**

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha}$$

$$L' = \frac{0.17 \times 8}{\sin 29.54} = \frac{1.36}{\sin 29.54} \Rightarrow L' = 2,76 \text{ m}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 2,76 + 1,30 = 4,06 \text{ m}$$

✚ **Epaisseur de la pailasse :** (pailasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{4.06}{30} < e_p < \frac{4.06}{20} \Rightarrow 13.53 \text{ cm} < e < 20.3 \text{ cm}$$

On prend :  $e_{p1} = 15 \text{ cm}$ .

❖ **Conclusion :**

On a un seul type de schéma statique :

**Le type :** Escalier à pailasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.

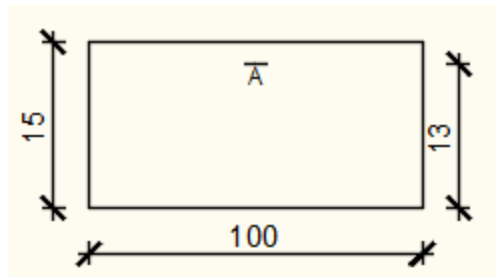
**IV.1.2.2- Descente de charges :**

**1<sup>er</sup> type :** (Escalier à paillasse avec un seul palier)

**1-volée :****a) Charges permanentes :**

- 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable).....1,04 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Revêtement vertical ( $1,04 \times \frac{h}{g}$ ).....0,5894 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Poids propre des marches ( $22 \times \frac{h}{2}$ ).....1,87 KN/m<sup>2</sup>
- 4- Poids propre de la paillasse ( $2 \times \frac{ep}{\cos \alpha}$ ) .....4,31KN/m<sup>2</sup>
- 5- - Enduit au ciment ( $0,18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$ ) ..... 0,31KN/m<sup>2</sup>

$$\underline{G_1=8,1194KN/m^2}$$

**b) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau.  $\Rightarrow Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaisons fondamentales :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 8,12 + 1,5 \times 2,5 = 14,712 \text{ KN/m}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 8,12 + 2,5 = 10,62 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1,00 = 14,712 \times 1,00 = 14,72 \text{ KN/mL.}$$

$$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1,00 = 10,62 \times 1,00 = 10,62 \text{ KN/mL.}$$

**2-Palier :**

**a) Charges permanentes :**

- 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....1,04 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Poids propre du palier (25× ép.) .....3,75 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Poids propre des marches (0.18 KN/m<sup>2</sup> /cm ×1.5 cm).....0,27KN/m<sup>2</sup>

---

**G<sub>2</sub> = 5,06 KN/m**

**b) Surcharge d'exploitation :**

🚪 Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ Q<sub>2</sub> = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.

**C) Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = 10,581 \text{ KN/m}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 5,06 + 2,5 = 7,56 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = q_2^u \times 1,00 = 10,581 \times 1,00 = 10,58 \text{ KN/m}_L$$

$$q_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1,00 = 7,56 \times 1,00 = 7,56 \text{ KN/m}_L$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$Q_{moy\ ELU} = \frac{10,581 \times 0,5 + 14,712 \times 2,40 + 10,581 \times 1,24}{0,5 + 2,40 + 1,24} = 12,975$$

$$T_{max} = \frac{Q_{moy\ ELU} \times l}{2} = \frac{12,975 \times 4,14}{2}$$

$$T_{max} = 26,858 \text{ KN}$$

$$M_{max} = \frac{Q_{moy\ ELU} \times l^2}{2} = \frac{12,975 \times 4,14^2}{2}$$

$$M_{max} = 230,167 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^a = -0,2 \times M_{max}$$

$$M_{max}^a = -46,033 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,8 \times M_{max}$$

$$M_{max}^t = 184,133 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$Q_{moy\ ser} = \frac{7,56 \times 0,5 + 10,62 \times 2,40 + 7,56 \times 1,24}{0,5 + 2,40 + 1,24} = 9,333 \text{ KN/m}$$

$$T_{max} = \frac{Q_{moy\ ELU} \times l}{2} = \frac{9.3331 \times 4.14}{2}$$

$$T_{max} = 19.3121 \text{ KN}$$

$$M_{max} = \frac{Q_{moy\ ser} \times l^2}{2} = \frac{9.333 \times 4.14^2}{2}$$

$$M_{max} = 79.981 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^a = 0.2 \times M_{max}$$

$$M_{max}^a = -15.996 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0.8 \times M_{max}$$

$$M_{max}^t = 63.984 \text{ KN.m}$$

#### **IV.1.2.3- Calcul du ferrailage :**

##### **A. En travée**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.)

$$M_t^u = 195.649 \text{ kn.m}$$

##### **• Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19564.9}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.0755$$

$$\mu = 0.0755 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.982$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.607$$

##### **✚ Détermination des armatures :**

$$A_U = \frac{M_u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{19564.9}{348 \times 0.12 \times 13.5} = 3.470 \text{ cm}^2 / m_L$$

##### **✚ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 3.470 \text{ cm}^2 / m_L$$

##### **✚ Choix des armatures :**

$$6T12 \Rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2 / m_L$$

On prend : (T12  $\Rightarrow$  e = 15 cm)

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 140.740 \text{ kn.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{195.649}{140.740} = 1.390$$

$$\alpha = 0.12 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.396 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

### ❖ Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

### ➤ Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.470}{4} = 0.867 \text{ cm}^2 / m_L$$

### ✓ Choix de armatures

$$3 \text{ T10} \Rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2 / m_L$$

Pour des raisons pratique en prend : (T10  $\Rightarrow$  e = 15 cm)

## B. En appuis :

### ➤ Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_a^u = -69.052 \text{ KN.m}$$

### • Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d} = \frac{6905.2}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.0266$$

$$\mu = 0.0266 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.053$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.9785$$

### ➤ Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{6905.2}{348 \times 0.978 \times 13.5} = 1.502 \text{ cm}^2 / m_L.$$

### ➤ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$A_t^u = \max(A_{ca1}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1.495 \text{ cm}^2 / m_L.$$

✓ **Choix des armatures**

$$4 \text{ T10} \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / m_L.$$

Pour des raisons pratique en prend : (T10  $\Rightarrow$  e = 15 cm)

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_a^{ser} = 49.673 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{69.052}{49.673} = 1.390$$

$$\alpha = 0.0191 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.396 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

✚ **Armatures des répartitions :**

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1.495}{4} = 0.373 \text{ cm}^2 / m$$

✓ **Choix des armatures**

$$4 \text{ T10} / m_L \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / m_L.$$

Pour des raisons pratique en prend : (T10  $\Rightarrow$  e = 25 cm)

$$T_{max} = 55.599 \text{ KN}$$

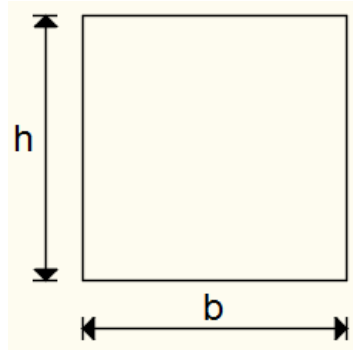
$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{5559.9}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.411 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.24 \leq \tau_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

**IV.1.5- Poutre palière :**

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos.

**IV.1.5.1- Pré-dimensionnement :**

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

➤ **Critère de flèche :**

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

**L** : Longueur de la poutre ;

**h** : Hauteur totale de la poutre et

**b** : Largeur de la poutre.

➤ **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

$$b \geq 20$$

$$h \geq 30$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

**L = 320**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33 \leq h \leq 32$$

On prendra : **b=30cm ; h=30cm**

• **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20 \\ h = 30 \geq 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

Donc : la section de la poutre palier est de dimension  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

### **IV.3.2- Evaluation des charges :**

#### ➤ **la charge due au poids du mur :**

Epaisseur du mur :  $e_p = 30 \text{ cm}$

$$G_{mur} = 90 + 13 \times 2 \times 1.5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^3$$

Hauteur libre d'étage :

$$H_e = 3.06 - 2 \times (0.30) = 2.46 \text{ m} \Rightarrow G'_{mur} = 274 \times \frac{2.46}{2} = 337.02 \text{ daN/m}$$

#### ➤ **Charge permanente du palier de repos :**

$$Rb^u = 2470.38 \text{ daN/m}_L \text{ ( E.L.U.)}$$

$$Rb^{ser} = 1775.44 \text{ daN/m}_L \text{ ( E.L.S.)}$$

### **B. Combinaisons fondamentales :**

On note

$\bar{q}_u$ : poids propre de la poutre palière + la charge du mur + réaction de la volée et

$q_u$ : poids propre de la poutre palière + la charge du mur .

#### ➤ **Etat limite ultime ( E.L.U)**

$$\bar{q}_u = 1.35 \times (225 + 337.02) + 2470.38 = 3229.14 \text{ daN/m}_L .$$

$$q_u = 1.35 \times (225 + 337.02) = 758.727 \text{ daN/m}_L .$$

#### ➤ **Etat limite service ( E.L.S)**

$$\bar{q}_u = (225 + 337.02) + 1775.44 = 2337.46 \text{ daN/m}_L .$$

$$q_u = (225 + 337.02) = 562.02 \text{ daN/m}_L .$$

#### ➤ **Etat limite ultime ( E.L.U)**

$$T_{max} = \frac{L \times Q_{moy} \text{ ELU}}{2} = \frac{3229.14 \times 2.40}{2}$$

$$T_{max} = 3874.968 \text{ daN}$$

$$M_{max}^a = - \frac{q \times L^2}{12} = - \frac{3229.14 \times 2.40^2}{12} \text{ daN/m.}$$

$$M_{max}^a = - 1549.9872 \text{ daN.m}$$

$$M_{max}^t = \frac{q \times L^2}{24} = \frac{3229.14 \times 2.40^2}{24} \text{ daN/m.}$$

$$M_{max}^t = 774.993 \text{ daN.m.}$$

➤ Etat limite service ( E.L.S)

$$T_{max} = \frac{L \times Q_{moy\ ELS}}{2} = \frac{2337.46 \times 2.40}{2}$$

$$T_{max} = 2804.952 \text{ daN}$$

$$M_{max}^a = - \frac{q \times L^2}{12} = \frac{2337.46 \times 2.40^2}{12} \text{ daN/m.}$$

$$M_{max}^a = - 1121.980 \text{ daN.m}$$

$$M_{max}^t = \frac{q \times L^2}{24} = \frac{2337.46 \times 2.40^2}{24} \text{ daN/m.}$$

$$M_{max}^t = 560.990 \text{ daN.m.}$$

➤ Calcul du ferrailage :

**A. En travée**

➤ Etat limite ultime ( E.L.U)

$$M_t^u = 774.993 \text{ daN.m.}$$

✚ Vérification De l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{774.933}{14.2 \times 30 \times 27^2} = 0.0024$$

$$\mu = 0.0024 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas .}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0030$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

✚ Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7449.93}{348 \times 0.998 \times 27} = 0.794 \text{ cm}^2 / m_L$$

✚ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 27 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 0.84 \text{ cm}^2 / m_L$$

✓ **Choix des armatures :**

$$3T12 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite service ( E.L.S)

$$M_t^{ser} = 560.990 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simpl} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_t^{ser} = - 1121.980 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simpl} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1549.9872}{1121.980} = 1.38$$

$$\alpha = 0.003 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

❖ Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

$$T_{max}^u = 3874.968 \text{ daN.}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 27 = 24.3 \text{ cm}$$

$$T_u = 3874.968 \text{ N} \leq 0.267 \times 24.3 \times 27 \times 30 \times 100 = 525536 \text{ N.}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_L = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[ 38749.68 \times 10^{-2} - \frac{1549.9872}{0.9 \times 27} \right] = 0.93 \text{ cm}^2$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

**c. Vérification si les armatures transversales :**

On a :

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} = \frac{38749.68}{(30 \times 27) \times 100} = 0.4783 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

❖ **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{I \min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right\} = 1.2 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**e. Espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b \cdot \sin \alpha} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \geq \frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_u \cdot K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.66 - 0.3 \times 1.8)} = 104.97 \text{ cm}$$

Selon RPA99 (VERSION 2003)

▪ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left[ \frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi \right] = \min \left[ \frac{30}{4} ; 12 \times 1.2 \right] = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 7.5 \text{ cm}$$

▪ Zone courante :

$$\delta_{t4} = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Suivant les règles {BAEL 91. B. 7. 5}, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left\langle \frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right\rangle$$

$$\frac{A}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

➤ **Vérification si la flèche est nécessaire :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{240} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{c.v}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left\langle \frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right\rangle \rightarrow \frac{30}{240} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \left\langle \frac{140.740}{3111.19} \right\rangle = 0.0045 \rightarrow \text{c.v}$
- $\frac{A}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{30 \times 27} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{c.v}$

❖ **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

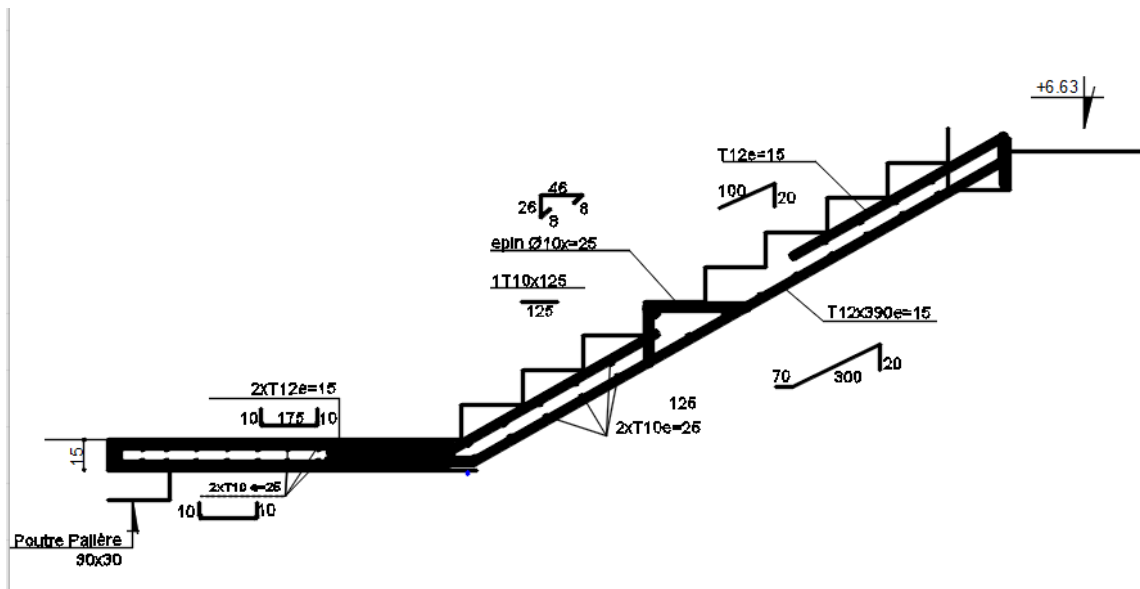
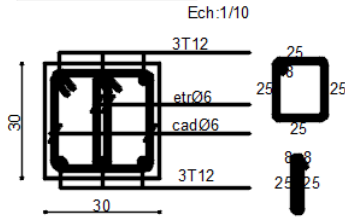


Fig.2. ferrailage des escaliers.

**COUPE C-C**



**POUTRE PALIERE 30x30**

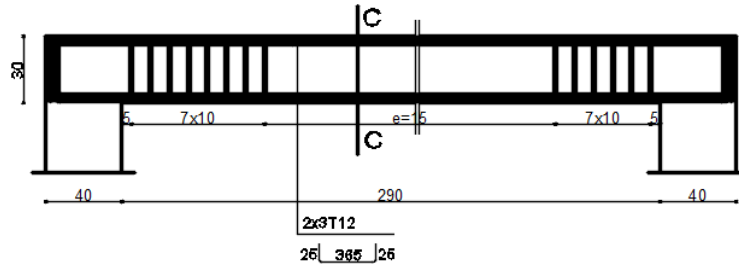
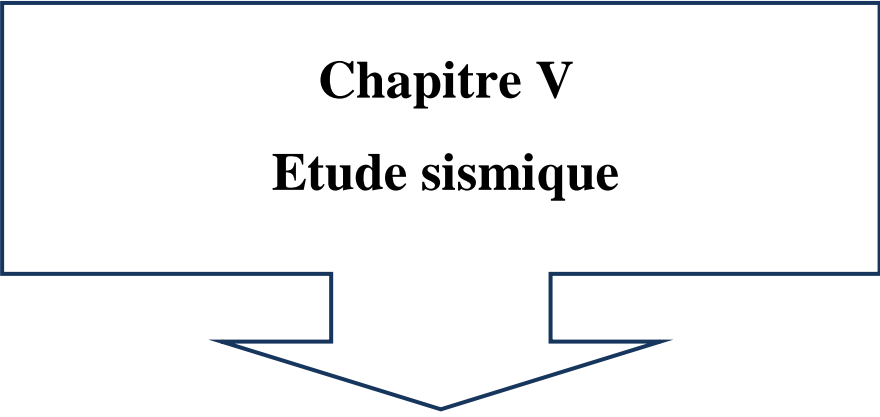


Fig .3. ferrailage de la poutre palière.

**Chapitre V**  
**Etude sismique**



### **VI.1- Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **Robot** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

### **VI.2- Niveau d'application de l'action sismique :**

L'action sismique a l'originalité d'être un chargement défini par un mouvement du sol en surface. Dans ce cas, l'action sismique est directement appliquée au niveau de la base de structure. Le niveau du sous-sol est considéré comme **une boîte rigide dans le sol**.

### **VI.3- Modélisation :**

#### **A. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :**

La modélisation revient à représenter un problème physique, possédant un nombre infini de degré de liberté (**DDL**) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

#### **B. Modélisation de la rigidité :**

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds. Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).

✚ Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher

✚ Nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

### **C. Modélisation de la masse :**

Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la Q (imposée par le L'RPA99/Version2003), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas = 0.2 ). [RPA99/V2003-Tableau4.5]  $W = G + \beta Q$  [Formule 4.5]

✚ La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale celle du béton à savoir :  $2.5t / m^3$ .

### **VI.4- Présentation du logiciel « Robot » :**

Robot est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une très large variété de structures

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis et possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur, notamment :

Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;

Il calcule automatiquement le centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ; Il contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « **vérifier structure** » et Il permet aussi, un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques détaillés, comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant **M**, efforts tranchants **T**, efforts normaux **N** et contraintes **G**)

#### **V.4.1- Etapes de la modélisation :**

Pour la modélisation ; nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Opter pour un système d'unités (KN ; m).
2. Définition de la géométrie de base.
3. Définition des matériaux.

4. Des sections.
5. Définition de l'élément dalle.
6. Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
7. Définition des charges à appliquer.
8. Introduction du spectre de réponse à appliquer.
9. Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes:

**[RPA99/V2003-Article5.2]**

- C1 :  $G+Q$
  - C2 :  $1,35G+1,5Q$
  - C3 :  $G+Q+Ex$
  - C4 :  $G+Q+Ey$
  - C5 :  $G+Q-Ex$
  - C6 :  $G+Q-Ey$
  - C7 :  $0,8G+Ex$
  - C8 :  $0,8G+Ey$
  - C9 :  $0,8G-Ex$
  - C10 :  $0,8G-Ey$
10. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
  11. Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
  12. Définir les conditions aux limites :
  14. lancer l'analyse.
  15. Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, les taux de participation de la masse pour avoir si le nombre de modes choisis est suffisant.
  16. Visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

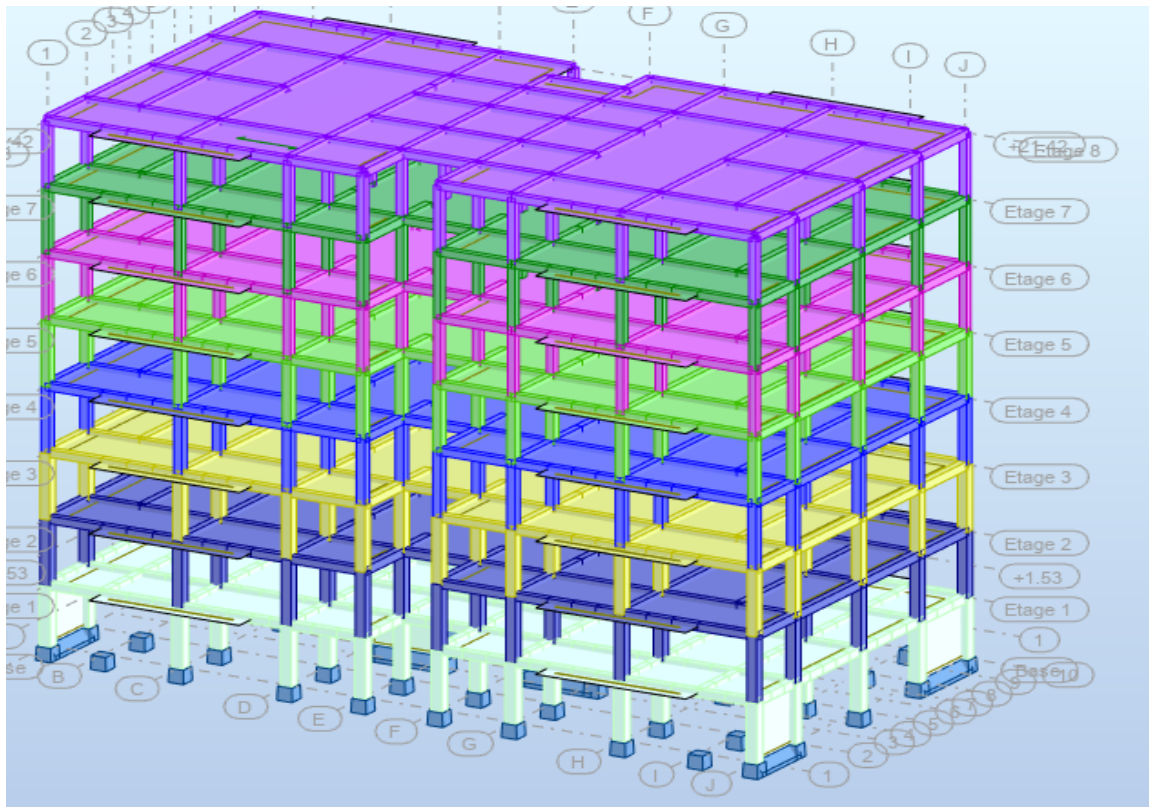


Fig.VI.1 : Interface de Robot

## **VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003 :**

### **VI.5.1- Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]**

Wilaya de Mostaganem : groupe de communes C La zone est de : Zone II-a.

### **VI.5.2- Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]**

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective et commercial, il sera classé en Groupe2.

### **VI.5.3- Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]**

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

## **VI.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 :**

### **[RPA99/V2003-Article4.1]**

### **VI.6.1- Méthodes utilisables : [RPA99/V2003-Article4.1.1]**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le «RPA99 modifié en 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- ✚ Méthode statique équivalente.
- ✚ Méthode d'analyse modale spectrale
- ✚ Méthode d'analyse dynamique par accéléré programmes.

#### **VI.6.2- Méthode statique équivalente :**

##### **Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [RPA99/V2003- Article4.1.2]**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes : Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation. [RPA99/V2003- Article 3.5]

##### **❖ Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### **VI.6.3- La méthode modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

##### **❖ Principe**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la

suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✚ Concentration des masses au niveau des planchers.
- ✚ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✚ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales à 90%. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse Totale de la structure.

## VI.7- Méthode dynamique modale spectrale :

### VI.7.1- Spectre de réponse de calcul :

Selon **Le RPA99/Version2003** ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul :

[RPA99/V2003-Formule 4-13]

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{3}{5}} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 0,3S \end{cases}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**g** : Accélération de la pesanteur ; **g=9,81m/s<sup>2</sup>**

**ξ** : Facteur de correction d'amortissement. **η** : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure ;

Sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>**: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : Facteur de qualité. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen

❖ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

**D :** Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}T_2 & 2/3 T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3}T & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**Périodes caractéristiques  $T_1, T_2$  :**

Pour un site type S2 :  $T_1 = 0.15$  s ;  $T_2 = 0.4$  s [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

❖ **Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88 \dots (\xi=7\%)$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du  $\xi$  Où type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense) [RPA99/V2003-Tableau 4.2]

$\eta=0.88$

• **Estimation empirique de la période fondamentale :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99.

•  $T$  : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min\left\{C_t h_n^{3/4}, \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}}, \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}}\right\}$$

Avec :

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_n=24.82$ m

**CT :** Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

CT=0,05 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x=30\text{m}$$

$$D_y=15.67\text{ m}$$

$$T_1=C_t \cdot h_n^{3/4}$$

$$T_1 = 0,05 \times (24.82)^{3/4} \Rightarrow T_1 = 0.555$$

$$T_2 = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

❖ **Sens X-X :**

$$D_x=30\text{ m}$$

$$h_n = 24.82\text{m}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 24.82}{\sqrt{30}} \Rightarrow T_x = 0.41\text{ s}$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2 (S_2) = 0,4\text{s}$$

$$T_2 = 0,4\text{s} \leq T_x = 0,41\text{s} < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \text{ Avec } \eta = 0,88$$

$$D_x = 2.16$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$h_n = 24.82\text{m}$$

$$D_y = 15.67\text{ m}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 24.82}{\sqrt{15.67}} \Rightarrow T_y = 0,564$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2 (S_2) = 0,4\text{s}$$

$$T_2 = 0,4\text{s} \leq T_x = 0,56\text{s} < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \text{ Avec } \eta = 0.88$$

$$D_y = 1.75$$

$$T = \min \left\{ C_t h_n^{3/4}, \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}}, \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

$$T = \min \{ 0,55\text{s}; 0,41\text{s}; 0,564\text{s} \}$$

$$T = 0,41\text{s}$$

- **Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]**

- ✚ Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- ✚ Dans notre cas  $A = 0,15$

- ✚ Coefficient de comportement R : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

- ✚ Le contreventement mixte avec interaction ( $R = 3.5$ )

- ✚ Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$  [Formule 4.4]

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

**Tableau : VI.1: Pénalités du facteur de qualité  $P_q$**

Critère «q»	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0,05	<b>0,05</b>
<b>2. Redondance en plan</b>	0,05	<b>0,05</b>
<b>3. Régularité en plan</b>	0,05	<b>0,05</b>
<b>4. Régularité en élévation</b>	0,05	<b>0,05</b>
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0,05	<b>0,05</b>
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	<b>0,10</b>	<b>0,10</b>

Avec :

$P_q = 0,05$  ou  $0,10 \rightarrow$  Non observée,  $P_q = 0 \rightarrow$  Observée

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 p_{qx} = 1 + 0,35 = 1,35$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 p_{qy} = 1 + 0,35 = 1,35$$

$$Q_x = Q_y = 1,35$$

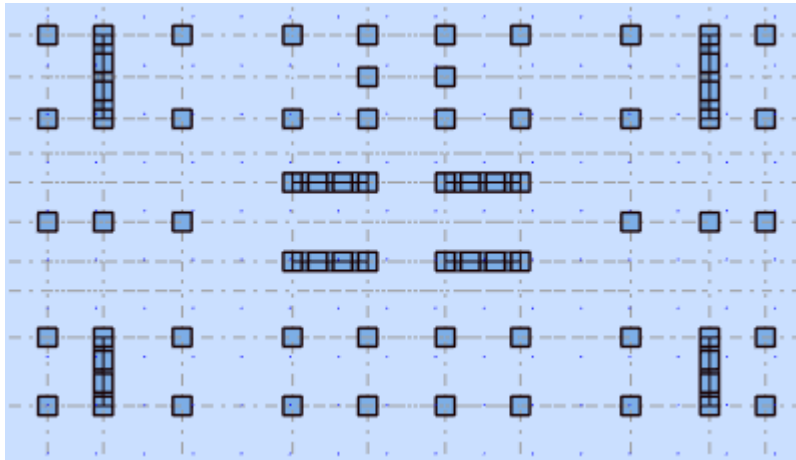


Fig.VI.2 : Disposition des voiles.

## VI.8- Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

### A. Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

**Les coordonnées du centre de masse sont données par :**

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$ ,

$X_i, Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère global

### B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **Remarque :**

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel **Robot 2019** : (tableau VI.1)

a) **Calcul de l'excentricité :**

 **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

 **Excentricité accidentelle :**

Le centre de torsion peut être optimisé par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version 2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

$$L_{max} = 30 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 5\% \times 30 = 0.05 \times 30 = 1.5 \text{ m}$$

**Donc :**

**Sens X :**  $e_{x\text{ cal}} = \max(e_{x\text{ acc}}, e_{x\text{ the}})$  et

**Sens Y :**  $e_{y\text{ cal}} = \max(e_{y\text{ acc}}, e_{y\text{ the}})$ .

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité

Niveau	Centre de masse [ROBOT]		Centre de Rigidité [ROBOT]		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	L'excentricité calculée	
	X <sub>G</sub> [m]	Y <sub>G</sub> [m]	X <sub>T</sub> [m]	Y <sub>T</sub> [m]	e <sub>x</sub> <sup>the</sup> [m]	e <sub>y</sub> <sup>th</sup> [m]	e <sup>ACC</sup> [m]	e <sub>x</sub> =Max(e <sub>acc</sub> <sup>the</sup> ) <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> =Max(e <sub>acc</sub> <sup>the</sup> ) <sub>y</sub> [m]
6 <sup>ème</sup> étage	14.73	7.72	13.69	7.60	1.04	0,12	1,5	1,5	1,5
5 <sup>ème</sup> étage	14.76	7.78	13.69	7.67	1.07	0,11	1,5	1,5	1,5
4 <sup>ème</sup> étage	14.71	7.80	13.69	7.67	1.03	0,13	1,5	1,5	1,5
3 <sup>ème</sup> étage	14.72	7.80	13.69	7.67	1.02	0,12	1,5	1,5	1,5
2 <sup>ème</sup> étage	14.72	7.80	13.69	7.67	1.02	0,12	1,5	1,5	1,5
1 <sup>ème</sup> étage	14.72	7.79	13.70	7.68	1.02	0,12	1,5	1,5	1,5
RD C	14.72	7.80	13.70	7.68	1.02	0,12	1,5	1,5	1,5

**VI.9- Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :**

**VI.9.1- Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_T$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, c'est-à-dire :  $V_T \geq 0,8V$ .

### **VI.9.2- Calcul de la force sismique totale $V$ : [RPA99/V2003-Article 4.2.3]**

La force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$W$  : Poids total de la structure

- **Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel robot :

$$W_{\text{sanssoussol}} = 33996,9117 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_s^x = \frac{0,15 \times 2,16 \times 1,35}{3,5} \times 33996,9117 \Rightarrow V_s^x = 4248,6426 \text{ KN}$$

$$V_s^y = \frac{0,15 \times 1,75 \times 1,35}{3,5} \times 33996,9117 \Rightarrow V_s^y = 3442,1873 \text{ KN}$$

#### ➤ **Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

$$V_d^x = 3654.53 \text{ KN}$$

$$V_d^y = 3052.27 \text{ KN}$$

$$V_s^x = 4248,6426 \times 0,8 = 3398,9140 \text{ KN} < V_d^x = 3654.53 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_s^y = 3442,1873 \times 0,8 = 2753,7498 \text{ KN} < V_d^y = 3052.27 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### **VI.9.3- Périodes et facteurs de participation modale :**

#### ➤ **Nombre de modes à considérer : [RPA99/V2003-Article 4.3.4]**

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 20 \text{ sec}$$

Où :  $N$  est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  est la période du mode  $K$ .

$N = 8$  niveaux  $\Rightarrow K \geq 3\sqrt{8} = 8.485 \Rightarrow K = 11$  modes.

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 11 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%

**Tableau .VI.3** : périodes, modes et facteurs de participation massique

Mode	Période [sec]	UX [%]	UY [%]	Sum UX [%]	Sum UY [%]
1	0,62	65,99	0,02	65,99	0,02
2	0,60	0,02	65,77	66 ,02	65,77
3	0,55	0.21	0,45	66, 33	65,77
4	0,20	16,27	0,00	82,85	65,79
5	0,16	0,00	18.35	82,85	82,67
6	0,14	0,01	0,31	82,85	82,67
7	0,11	0.00	0,02	88,57	88.49
8	0,11	0.00	0,00	88,57	88.49
9	0,11	0.00	0.00	88,57	88.49
10	0,10	6.68	0,00	88,57	88.49
11	0,07	0.00	7.06	88,67	90.16
12	0,06	3.38	0.01	90,86	92.17

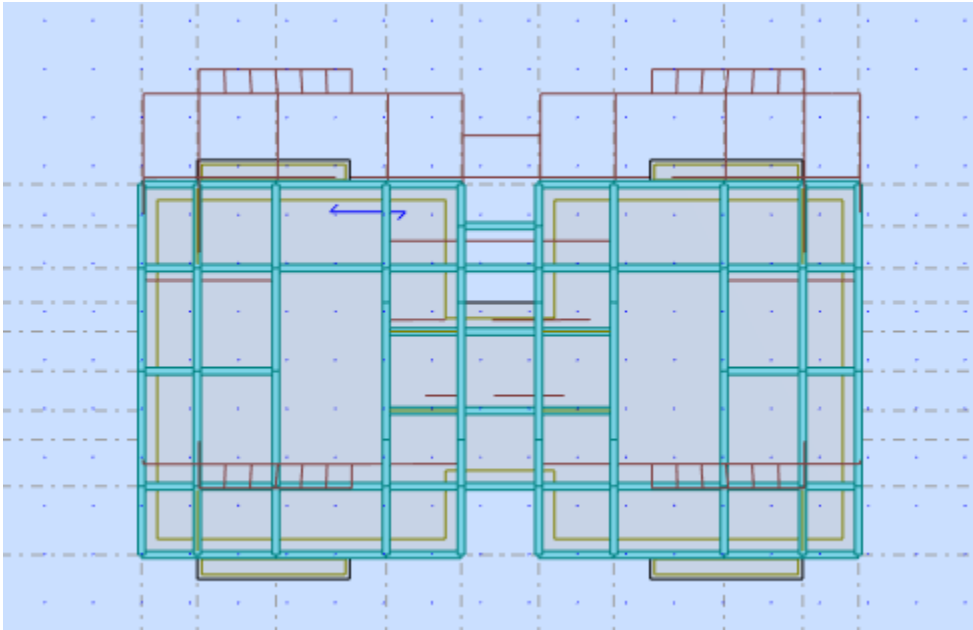


Fig :le 1<sup>er</sup> mode une translation l'axe (yy)

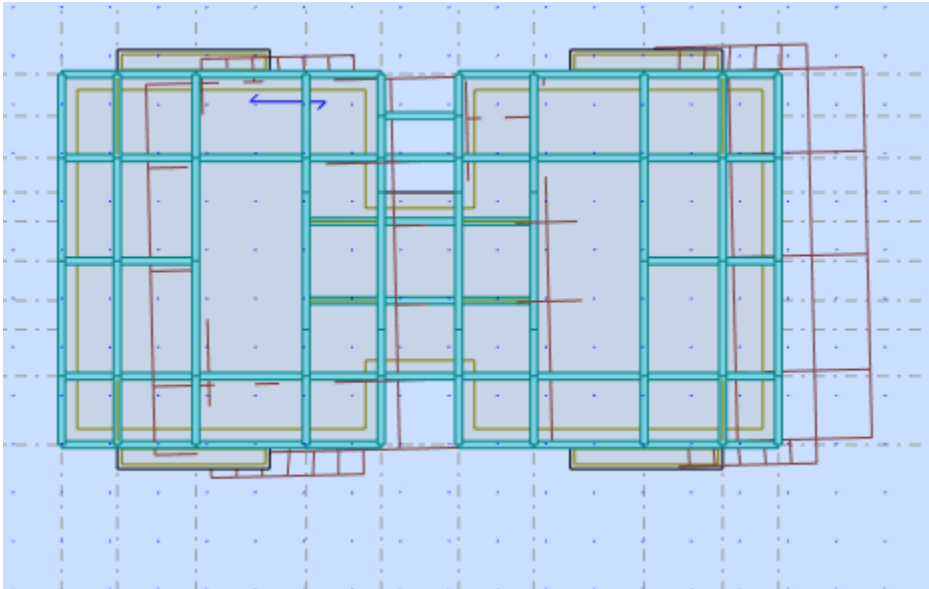
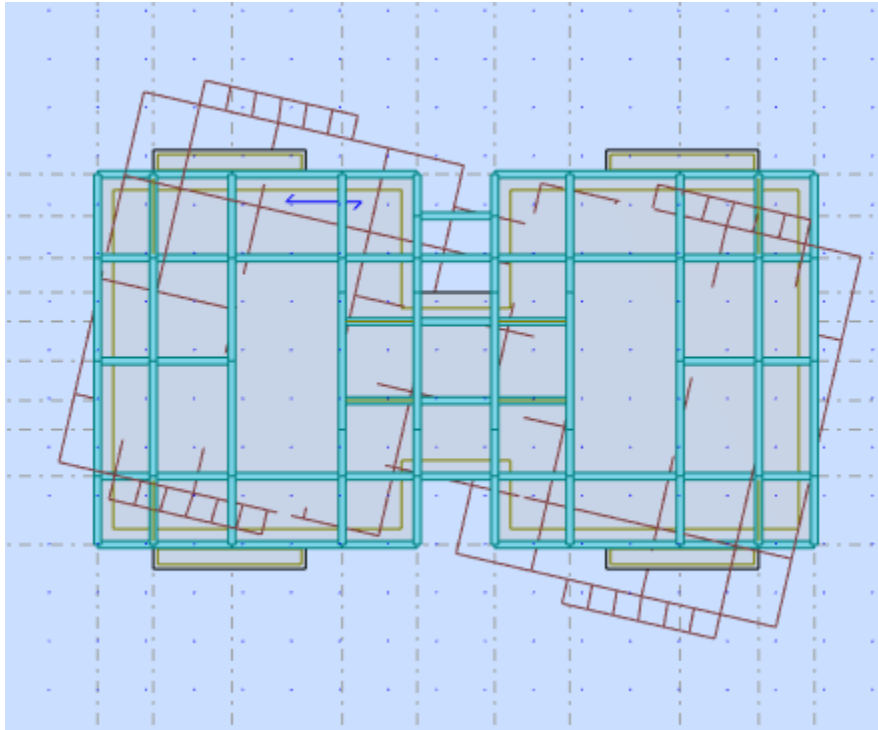


Fig :le 2<sup>eme</sup> mode une translation l'axe (xx)



**Fig : le 3eme mode torsion**

➤ **Vérfications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4]**

Le **RPA99/version 2003** préconise qu'il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_e$  estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dyn} = 0,60s$$

$$T_e = 0,58s$$

On a :

**Sens X-X** :  $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,56 = 0,72 s > T_{dyn} = 0,60 s$  (condition vérifiée).

**Sens Y-Y** :  $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,58 = 0,75 s > T_{dyn} = 0,62s$  (condition vérifiée).

Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (xx) et (yy), successivement.

Le troisième mode est un mode de torsion

Les 12 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le **[RPA99/V2003-Article 4.3.4]**

**Direction xx** : 12ème mode : Masse cumulée = 90.86 %

**Direction yy** : 11ème mode : Masse cumulée = 90.16 %

**VI.9.4- Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]**

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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad [\text{RPA99/V2003} - \text{Formule 7. 2}]$$

Où

V : Effort normal réduit.

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

$B_c$ : Section du poteau en [mm<sup>2</sup>]

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

- **Remarque :** l'effort normal est donné par le logiciel Robot 2019:

$$N_d = 1036.27 \text{ KN} = 1036270 \text{ N}$$

$$B_c = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

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

$$V = \frac{1036270}{25 \times 202500} = 0,2046 \leq 0,3 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

**VI.9.5- Verification des déplacements: [RPA99/V2003-Article 5.10]**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{3060}{100} = 30.6 \text{ mm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{2800}{100} = 28 \text{ mm}$$

**VI.9.6- Vérification de l'effet P - Δ : [RPA99/V2003-Article 5.9]**

Les effets du 2<sup>nd</sup> ordre ou effet (P - Δ) peuvent être **négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous:**

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \text{ les niveaux}$$

- Si  $0,10 < \theta_k < 0,20$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à

$$\frac{1}{(1 - \theta_k)}$$

- Si  $\theta_k > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

$P_K$  : 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').

**Tableau VI.4 : Vérification des déformations**

**Direction x-x**

Etage	p	$\Delta$	v	$\Delta(m)$	h	$\theta$	vérification
Etage 1	- 35823.2	0.19	2643.03	0.0019	2.8	0.00919725	Ok
Etage 2	- 31157.73	0.514	2584.83	0.00514	3.06	0.02024769	Ok
Etage 3	- 26591.36	0.726	2442.18	0.00726	3.06	0.02583319	Ok
Etage 4	- 22092.73	0.872	2240.69	0.00872	3.06	0.02809718	Ok
Etage 5	- 17691.06	0.933	1988.2	0.00933	3.06	0.02503672	Ok
Etage 6	- 13341.96	0.967	1684.02	0.00967	3.06	0.02503672	Ok
Etage 7	- 9072.21	0.948	1318.15	0.00948	3.06	0.02132236	Ok
Etage 8	- 4805.19	0.872	842.34	0.00872	3.06	0.01625617	Ok

**Direction y-y**

Etage	p	$\Delta$	$\Delta(m)$	v	h	$\theta$	vérification
Etage 1	- 35823.2	0.166	0.00166	2781.28	2.8	0.00763607	Ok
Etage 2	- 31157.73	0.428	0.00428	2723.15	3.06	0.01600356	Ok
Etage 3	- 26591.36	0.615	0.00615	2568.47	3.06	0.02080794	Ok
Etage 4	- 22092.73	0.751	0.00751	2357.64	3.06	0.02299802	Ok
Etage 5	- 17691.06	0.827	0.00827	2097.79	3.06	0.02279166	Ok
Etage 6	- 13341.96	0.873	0.00873	1775.38	3.06	0.02143982	Ok
Etage 7	- 9072.21	0.871	0.00871	1392.89	3.06	0.01853929	Ok
Etage 8	- 4805.19	0.872	842.34	0.00872	3.06	0.01625617	Ok

**Tableau : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion solen x et y de chaque étage**

Etage	Direction x-x								Direction y-y							
	(KN)	(KN)	h(m)	W(KN)	(m)	Mr(KN)	Ms(KN)	vérification	(KN)	(KN)	h(m)	W(KN)	(m)	Mr(KN)	Ms(KN)	vérification
1	2643.03	58.2	2.8	33996,91	14.8	162.95	535098.41	Condition vérifié	2781.28	58.13	2.8	33996,91	7.5	162.76	271164.74	Condition vérifié
2	2584.83	142.65	5.86	33996,91	14.8	865.93	535098.41	Condition vérifié	2723.15	154.68	5.86	33996,91	7.5	906.42	271164.74	Condition vérifié
3	2442.18	201.49	8.92	33996,91	14.8	1797.29	535098.41	Condition vérifié	2568.47	210.83	8.92	33996,91	7.5	1880.6	271164.74	Condition vérifié
4	2440.69	252.49	11.93	33996,91	14.8	3024.83	535098.41	Condition vérifié	2357.64	259.85	11.93	33996,91	7.5	3113	271164.74	Condition vérifié
5	1988.2	304.18	15.04	33996,91	14.8	4574.87	535098.41	Condition vérifié	2097.79	322.41	15.04	33996,91	7.5	4349.05	271164.74	Condition vérifié
6	1684.02	365.87	18.1	33996,91	14.8	6622.25	535098.41	Condition vérifié	1775.38	382.49	18.1	33996,91	7.5	6923.07	271164.74	Condition vérifié
7	1318.15	475.81	21.16	33996,91	14.8	10068.14	535098.41	Condition vérifié	1392.89	515.04	21.16	33996,91	7.5	10898.25	271164.74	Condition vérifié
8	842.34	842.34	24.22	33996,91	14.8	20401.47	535098.41	Condition vérifié	877.85	877.85	24.22	33996,91	7.5	21261.53	271164.74	Condition vérifié

**Conclusion :** Donc le choix de R est satisfaisant, on prend R= 3,5 c.à.d. un système

**Chapitre VI**  
**Etude des portiques**



### **VII.1- Introduction :**

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

### **VII.2- Définition :**

#### **+ Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

#### **+ Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

### **VII.3- Ferrailage des portiques :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- **G**: Charges permanentes
- **Q** : Charges d'exploitations
- **E** : Efforts sismiques

#### **VII.3.1- Combinaisons d'actions :**

- **Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :**
  - $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  Etat Limite ultime.
  - $G+Q \rightarrow$ Etat Limite de service.
- **Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :**
  - $0,8 \times G \pm E$
  - $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ROBOT 2019.

#### **VII.3.2- Ferrailage des poutres :**

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30×40) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : (30×35) cm<sup>2</sup>

a) **Ferraillages réglementaires :**1) **Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :**➤ **Armature longitudinale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- **Armatures minimales :** 0.5% B en zone IIa.
- **Armatures maximale** 6% en zone de recouvrement  
4% en zone courante
- **Longueur de recouvrement est de :**  $40 \cdot \emptyset$  en zone IIa.

Avec : B : Section de la poutre.

➤ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

Avec :

**b :** Largeur de la section.

**S :** L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

✚ **Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires**

$$S = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right\}$$

✚ **En dehors de la zone nodale :**

$$S = \frac{h}{2}$$

2) **Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2] :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) **Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOT 2019" ; on obtient les résultats suivants :

**Tableau VII.1:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

Combinaisons	Sollicitations	Poutresprincipals( 30x40)	Poutressecondair es(30x35)
<b>E.L.U</b> <b>(1,35G+1,5Q)</b>	M <sub>i</sub> [kN.m]	53,48	<b>36,14</b>
	N[kN]	0	<b>0</b>
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-89,15	<b>-50,55</b>
	N[kN]	0	<b>0</b>
<b>E.L.S (G+Q)</b>	M <sub>i</sub> [kN.m]	39,13	<b>26,64</b>
	N[kN]	0	<b>0</b>
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-65,15	<b>-36,64</b>
	N[kN]	0	<b>0</b>
<b>A.C.C</b> <b>(G+Q±E)</b> <b>(0,8G±E)</b>	M <sub>i</sub> [kN.m]	89,45	<b>59,51</b>
	N[kN]	0	<b>0</b>
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-111,15	<b>-96,19</b>
	N[kN]	0	<b>0</b>
<b>Effort Tranchant</b>	<b>T[kN]</b>	<b>112,95</b>	<b>55,58</b>

➤ **Armatures longitudinales :**

**1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

✚ Poutre principale :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

✚ Poutre secondaire :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

**2. Conditions imposées le BAEL91 :**

• **Poutre principale :**

$h=40 \text{ cm}$ ;  $b=30 \text{ cm}$ ;  $d= 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaire :**

$h=35 \text{ cm}$  ;  $b=30 \text{ cm}$  ;  $d= 0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

### 3. Exemple de Calcul : Poutres principales (30x40)cm<sup>2</sup>

#### A. En travée :

##### ❖ Situation durable et transitoire :

✚ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 53.48 \text{ KN. m} = 53480 \text{ N. m}$$

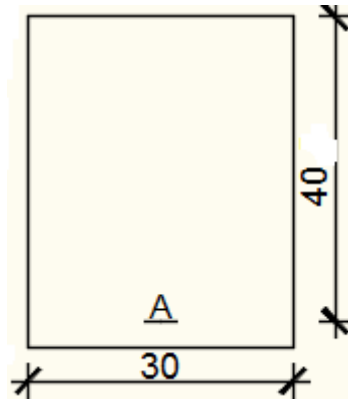


Fig.1: Section de calcul en travée

##### • Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{53480}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,0968$$

$$\mu = 0,0968 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,127$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,949$$

##### • Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{53480}{348 \times 0,949 \times 36} = 5.39 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 89.45 \text{ KN. m} = 896450 \text{ N. m}$$

##### • Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{89450}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,124$$

$$\mu = 0,124 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,166$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,934$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{59450}{400 \times 0,934 \times 36} = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_t = 6.65 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

✚ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 39.13 \text{ KN.m} = 39130 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A \neq S_i \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{53480}{39130} = 1,366$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,366-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,433$$

$$\alpha = 0,116 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,433 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Conclusion :**

✓  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

✓ Fissuration peu nuisible

maintenues

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

**B. En appuis :**

❖ **Cas fondamentaux :**

✚ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^U = 89.15 \text{ KN.m} = 89150 \text{ N.m}$$

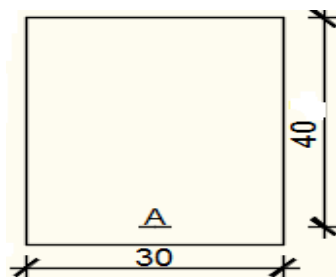


Fig.2: Section de calcul en Appuis.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{89150}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,161$$

$$\mu = 0,161 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,220$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,912$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{89150}{348 \times 0,912 \times 36} = 7,80 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = 111,15 \text{ KN. m} = 111150 \text{ N. m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{111150}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,154$$

$$\mu = 0,154 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,210$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,916$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_t^t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{111150}{400 \times 0,916 \times 36} = 8,43 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_{acc}) \Rightarrow A_t = 8,43 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5T16 + 1T12 \Rightarrow A = 8,83 \text{ cm}^2$$

- ✚ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_a^s = 65150 \text{ KN. m} = 65150 \text{ N. m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A \neq A'$  'Si

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{86150}{65150} = 1,31$$

$$\Rightarrow \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

$$\alpha = 0,21 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Conclusion :**

- |  |   |  |
|--|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}</math></li> <li>✓ Fissuration peu nuisible</li> </ul> | } | ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues |
|--|---|--|

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

**C .Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{max}^u = 112,95 \text{ KN} = 112950 \text{ N}$$

**a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

**[CBA93/A.5.1.3]**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_{max}^u = 112950 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

**a) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne**

**Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{112950}{300 \times 360} = 1,045$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \tau_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33$$

$\tau_u = 1,045 \text{ MPa} < \tau_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**a) Section et écartement des armatures transversales At : [Article BAEL91/4.2.3]**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = 1,14$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 4\phi_8 \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (2cadre).}$$

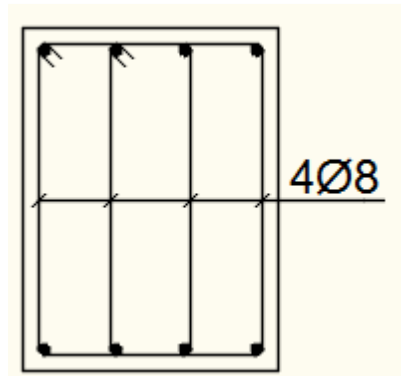


Fig. VII. 3: Armatures transversales.

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$k = 1$  (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0$

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,045 - 0,3 \times 2,1)} = 28,49$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(32,4; 40) = 32,4 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 28,49 \text{ cm}$$

❖ **Selon le RPA99 (version 2003) :**

➤ **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,47\right) = 11,25 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

**Donc :**

$$\delta_t = 15 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{en zone courante} \\ \text{en zone nodale} \end{array} \right.$$

a) **Vérification des armatures transversales :**

➤ **Zone nodale :**

$$A_{min}^t = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,15 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante :**

$$A_{min}^t = 0,005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

a) **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\phi_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques)

**Remarque :** étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

**Tableau VII.2 :** Tableau récapitulatif de ferrillages des poutres principales et secondaires

Type des poutres	Amin(cm <sup>2</sup> )		Acal [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisies	Acorr [cm <sup>2</sup> ]	Recouvrement [cm]	
	BAEL [cm <sup>2</sup> ]	RPA [cm <sup>2</sup> ]					
<b>Poutres principales</b> (30x40)	Travées	1.30	6	6.65	6T12	6.79	<b>50</b>
	Appuis	1.30	6	8.42	5T14+1T12	8.83	<b>60</b>
<b>Poutres secondaires</b> (30x35)	Travées	1.14	5.25	5.01	5T12	5.65	<b>50</b>
	Appuis	<b>1.14</b>	<b>5.25</b>	<b>8.45</b>	<b>5T14+1T12</b>	<b>8.83</b>	<b>60</b>

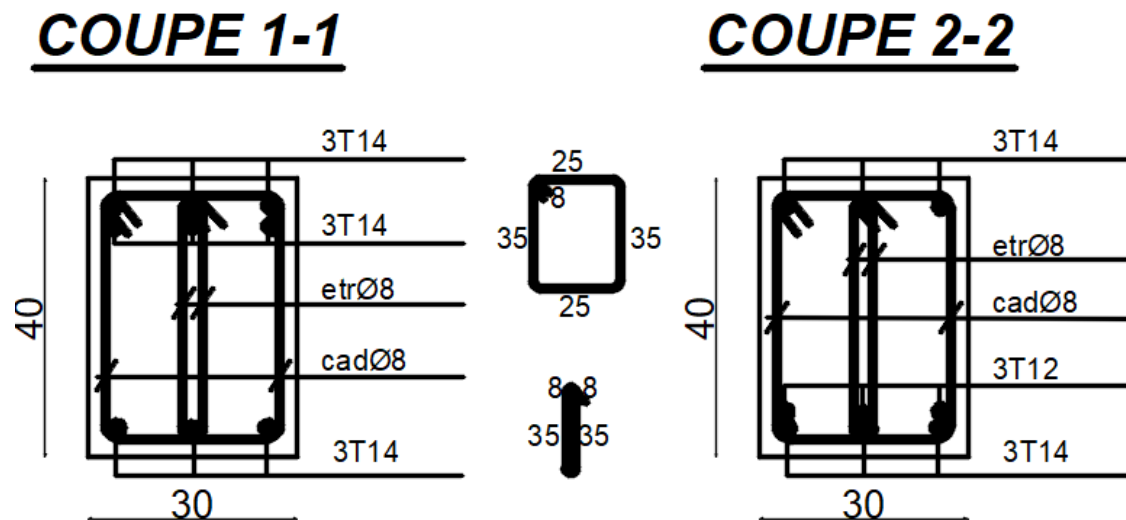


Fig : ferrailage des poutres principales

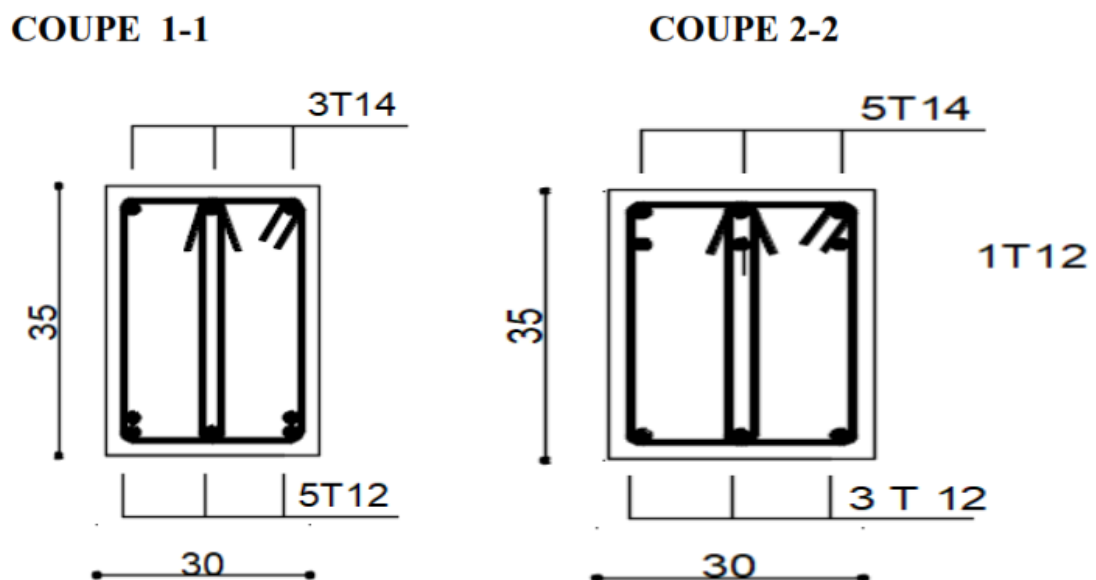


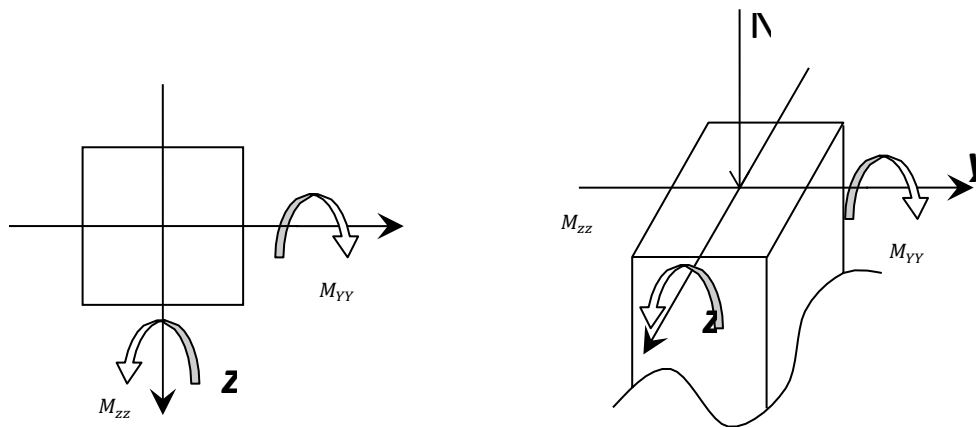
Fig : ferrailage des poutres secondaires

**VII.3.3- Etude des poteaux :**➤ **Leurs rôles :**

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- ✚ Effet du vent
- ✚ Effet de la dissymétrie des charges
- ✚ Effet de changement de la température
- ✚ Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal ( $N$ ) et à deux moments fléchissant ( $M_{y-y}$ ,  $M_{z-z}$ ) (voir fig. VII.3.3.1),



**Fig.VII.6:** Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✚ Une section partiellement comprimée (**s.p.c**).
- ✚ Une section entièrement comprimée (**s.e.c**).
- ✚ Une section entièrement tendue (**s.e.t**).

➤ **Section partiellement comprimée :**

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal  $N$ ) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec  $M_1$  : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

➤ **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée  $\Rightarrow$  le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérisé par  $\epsilon_b = 2 \%$  pour la fibre comprimée à  $\frac{3}{7}$  de la fibre la plus comprimée

➤ **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

**VII. 3.3.1- Combinaison de charges :**

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  Etat Limite ultime.
- $G+Q \Rightarrow$  Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

**VII.3.3.2- Principe de calcul :**

- 1)  $N_{max}, M_{zz}^{cor}$
- 2)  $N_{max}, M_{yy}^{cor}$
- 3)  $M_{zz}^{max}, N_{cor}$
- 4)  $M_{yy}^{max}, N_{cor}$
- 5)  $N_{min}, M_{zz}^{cor}$
- 6)  $N_{min}, M_{yy}^{cor}$

**VII.3.3.3- Ferrailage des poteaux :****a) Ferrailage réglementaire :****1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :****➤ Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
  - ✓  $40 \Phi$  en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
  - Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
    - ✓  $L' = 2h$
    - ✓  $L' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$

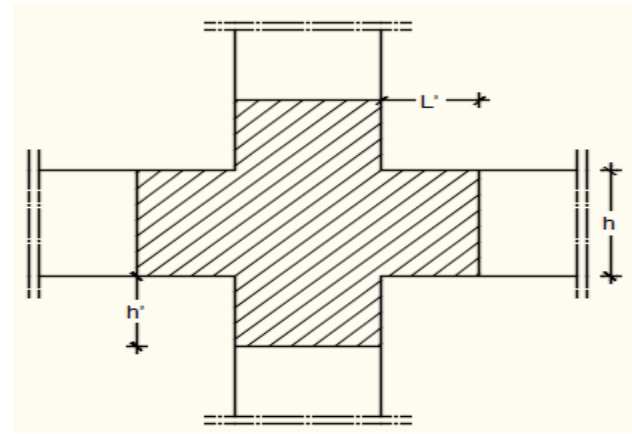
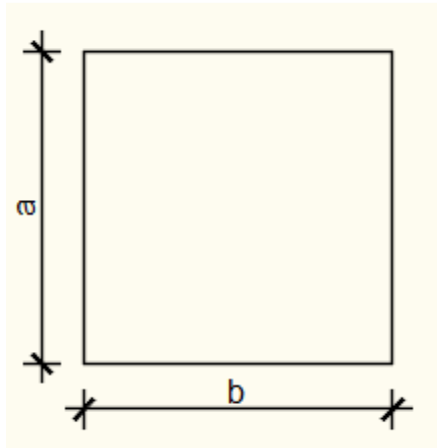


Fig. 7: zone nodale [RPA99/2003]

Avec :

h: la hauteur de la poutre ;

b et a : dimension du poteau et

$h_e$ : la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

Avec :

$T_u$  : Effort tranchant ultime ;

**a**: Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$  : Limite élastique des armatures transversales et

$\rho_a$ : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$\delta_t$ : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

✓ Zone nodale :  $\delta_t \leq \min (10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots(\text{zone IIa}).$

✓ Zone courante :  $\delta_t \leq 15.\varnothing_L \dots\dots\dots (\text{zone IIa}).$

$\varnothing_L$ : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **Section minimale des armatures transversales :**

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$  en % est donnée comme suit :

- Si:  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si:  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si:  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

## 2) Règlement BAEL91 :

### ➤ Armatures longitudinales : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / m_L$$

Pour section entièrement comprimée.

$$0,1 \% B \leq A_L \leq 4\% B$$

Avec B : la section totale du poteau.

### Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{min} \geq \max \left[ 0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b + h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{min} = \frac{b \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple}$$

### ➤ Armature transversale : [BAEL91/A.8.1.3]

Le diamètre minimal des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3}$

Et l'espacementin

$$\delta_t = \min(15, \phi_{L \min} 40 \text{ cm}, (b + 10) \text{ cm})$$

**b** : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\phi_{L \min}$  : plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.

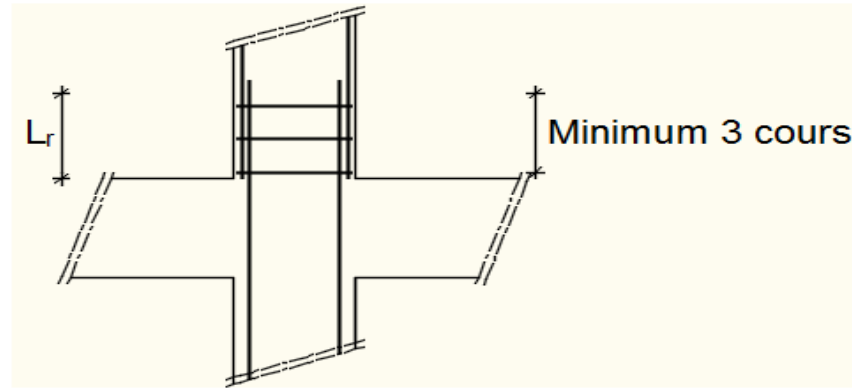


Fig.3: Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

$L_r$  = Longueur de recouvrement

➤ **Les types de poteaux :**

Dans notre structure, on a 4 types de poteaux :

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

<i>Types</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Section[cm<sup>2</sup>]</i>
<b>1</b>	sous-sol	<b>(45 ×45)</b>
<b>2</b>	RDC-1 <sup>er</sup> étage	<b>(40 ×40)</b>
<b>3</b>	2 <sup>ème</sup> -3 <sup>ème</sup> étage	<b>(35×35)</b>
<b>4</b>	4 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup> étage-6 <sup>ème</sup> étage	<b>(30 ×30)</b>

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action Suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**)

(**0.8G±E**) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2

**Tableau VII.4:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant , efforts normaux et efforts tranchants.

Combinaisons	Section[cm <sup>2</sup> ]		Poteau (45×45) [cm <sup>2</sup> ]	Poteau (40×40) [cm <sup>2</sup> ]	Poteau (35×35) [cm <sup>2</sup> ]	Poteau (30×30) [cm <sup>2</sup> ]
	Sollicitations					
<b>E.L.U</b> <b>1,35G+1,5Q</b>	Cas1	N <sup>max</sup> [KN]	1511.38	1358.78	970.02	<b>592.48</b>
		Mz <sup>cor</sup> [KN.m]	2.66	-3.90	-4.97	<b>-4.34</b>
		My	1.71	-2.02	1.05	<b>-4.53</b>
<b>ACC G+Q+E</b> <b>0,8G±E</b>	Cas1	N <sup>max</sup> [KN]	517.09	1412.31	723.22	<b>133.65</b>
		Mz <sup>cor</sup> [KN.m]	-20.33	6.32	19.18	<b>-5.40</b>
		My	51.55	-83.42	-64.37	<b>51.14</b>
	Cas2	N <sup>max</sup> [KN]	555.21	190.01	125.62	<b>60.96</b>
		My <sub>y</sub> <sup>cor</sup> [KNm]	8.36	9.50	10.90	<b>11.21</b>
		Mz	-48.96	-75.46	-77.09	<b>-58.19</b>
	Cas3	Mzz <sup>max</sup> [KN.m]	-45.46	-20.25	-8.18	<b>-11.79</b>
		N <sup>min</sup> [KN]	-928.99	-604.24	-237.76	<b>-93.81</b>
		My <sub>cor</sub>	<b>-0.37</b>	<b>-1.49</b>	<b>-2.06</b>	<b>0.03</b>

1) **Exemple de calcul :**

➤ **Ferraillage du poteau de section (45×45) cm<sup>2</sup> :**

• **Les armatures longitudinales :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35G+1,5Q)

b = 45cm h= 45cm

✚ **Cas 1 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{max} = 1511.38$  KN
- $M_{zz}^{cor} = 2.66$  KN.m
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2.66}{1511.38} = 0,001 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

## 2) Calcul de la section total

-  $B = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 0.2025 \text{ m}^2$ .

## 3) Calcul de la section réduite Br

-  $Br = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0.1849 \text{ m}^2$ .

## 4) Calcul la longueur de flambement Lf

-  $L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 280 = 196 \text{ cm} = 1,96 \text{ m}$

## 5) Calcul de coefficient non fonction de $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{[1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2]} = \frac{0.85}{[1+0.2(\frac{15.08}{35})^2]} = 0.82 / 1.1 = 0.74$$

## 6) Détermination des armatures

$$A_S \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{Br \cdot f_{c28} \cdot 0.9 \cdot \gamma_s} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( \frac{1511380}{0.74} - \frac{184900 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \frac{1.15}{400} = -3972.29 \text{ mm}^2 = -39.72 \text{ cm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$

## 7) Calcul les armatures minimales

-  $A_{min} = 4 \times u$

-  $A = 4 \times \frac{(a+b)}{100} \times 2$

-  $A = (4 \times 2 \times 2 \times 45) / 100$

-  $A = 7.2 \text{ cm}^2$

## 8) Choix des armatures

$A_S = \max (A_{min}, A_{cal}) = 7.2 \text{ cm}^2$

❖ Situation accidentelle : (G+Q±E ; 0.8G±E)

$b = 45 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm}$

### Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $M_{max} = 517,09 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{cor} = 51,55 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{51,55}{517,09} = 9\text{cm} > \frac{h}{12} = 3,75\text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

$$e_0 = 9\text{ cm} < \frac{h}{2} = 22.5\text{ cm}$$

- **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \times \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 280 = 196\text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{196}{45} = 4,35\text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \times \frac{9}{45}] = 4,35 < 15$$

$\rightarrow$  la section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivant :

$$N_1' = N$$

$$M_1' = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2)$$

✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$ : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [ 2\text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \text{max} [ 2\text{ cm} ; \frac{280}{250} ]$$

$$e_a = 2\text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \Phi ] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g \times M_q} = \frac{12,49}{12,49 \times 2,13} = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3 \times 196^2}{10^4 \times 45} \times [ 2 + 0,85 \times 2 ] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = 0,95$$

$$e_0' = (e_0 + e_a + e_2) = (9 + 2 + 0,95) = 11,95$$

3) **Calcule les sollicitations majorées :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 \times (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N_1' \times (e_0' + \frac{h}{2} - c)$$

$$M_1 = 517,09 \times (0,1195 + \frac{0,45}{2} - 0,045) = 154,86\text{ kN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 45 \times 45$$

$$(1) = 431101,44\text{ N.m}$$

$$(2) = 517,09 \times (0,45 - 0,045) = 154,86$$

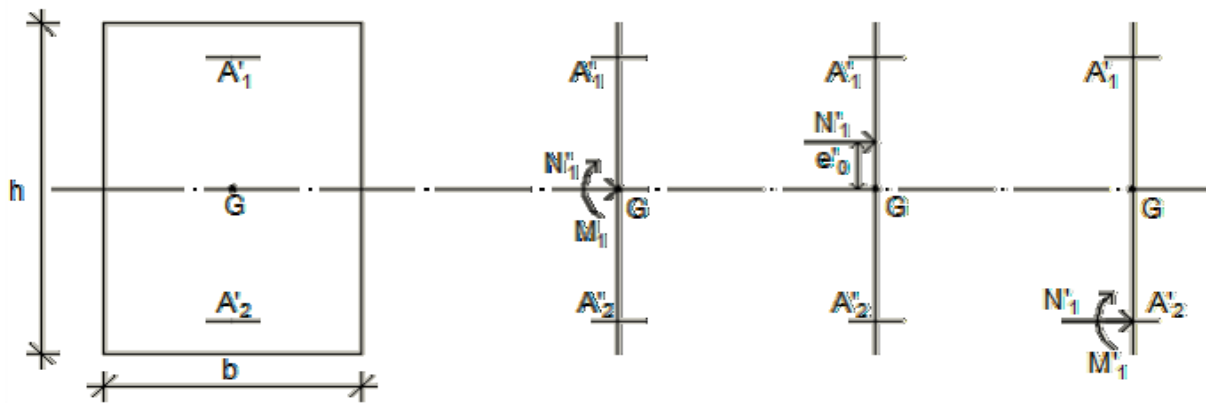
(2) = 54.56 KN. M

- **Conclusion :**

(1) = 431.101 KN. m > (2) = 54.56 KN. m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

- **Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures Tendue  $M_1$



➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{154860}{14.2 \times 45 \times (40.5)^2} = 0.147$$

$$\mu = 0.147 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.199$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.920$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{154860}{348 \times 0.920 \times 40.5} = 11.94 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s \times 100} = 11.94 - \frac{517090}{348 \times 100} = -2.91 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}$$

**Armatures minimales****CBA 93**

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0.2 \times 45 \times 45}{100} ; \frac{8(45+45)}{100} \right] = ma[4.05 ; 7.2]$$

$$A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

**RPA99 V 2003**

$$- 0.008 \times a \times b = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2.$$

$$\bullet A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{RPA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 16.2 \text{ cm}^2; 7.2 \text{ cm}^2) = 16.2 \text{ cm}^2$$

**Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{\max} = 555.21 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 48.96 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{48.96}{555.21} = 8.8 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

$$e_0 = 8.8 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

- **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \max [15 ; 20 \times \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 280 = 196 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{196}{45} = 4,35 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \times \frac{9}{45}] = 4.35 < 15$$

→ la section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivant :

$$N_1' = N$$

$$M_1' = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2)$$

**✓ Excentricité additionnelle  $e_a$ : [BAEL91]**

$$e_a = \max [ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \max [ 2 \text{ cm} ; \frac{280}{250} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

**✓ Excentricité du second ordre  $e_2$ : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \Phi ] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g \times M_q} = \frac{12.49}{12.49 \times 2.13} = 0.85$$

$$e_2 = \frac{3 \times 196^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.85 \times 2]; \Phi = 2$$

$$e_2 = 0.95$$

$$e_2' = (e_0 + e_a + e_2) = (8.8 + 2 + 0.95) = 10.7$$

1) **Calcule les sollicitations majorées :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1' \times (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N_1' \times (e_0' + \frac{h}{2} - c)$$

$$M_1 = 555.21 \times (0.107 + \frac{0.45}{2} - 0.045) = 159.34 \text{ kN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \rho_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 18.48 \times 45 \times 45$$

$$(1) = 431101.44 \text{ N.m}$$

$$(2) = 555.21 \times (0.45 - 0.045) = 154.86$$

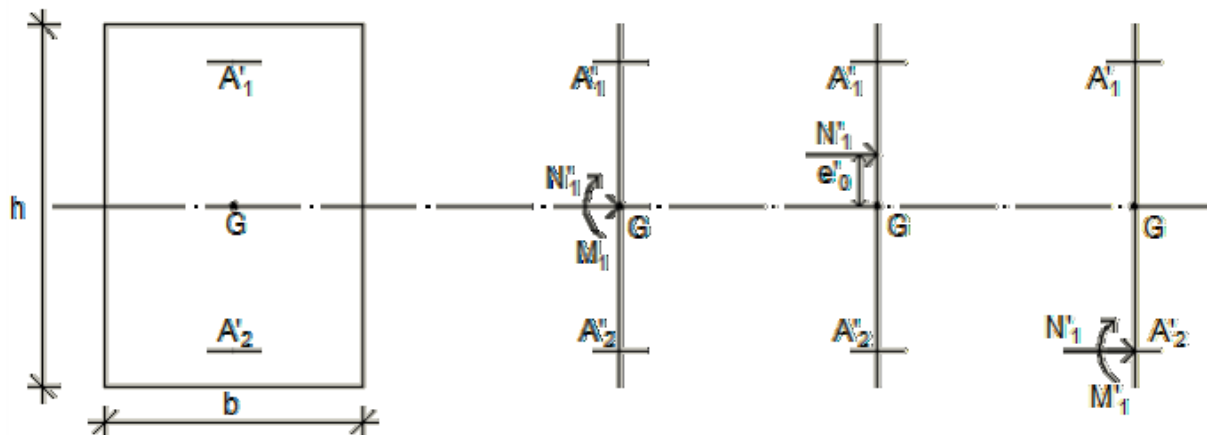
$$(2) = 224.86 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 431.101 KN.m > (2) = 224.86 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

• **Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$ .



➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{159340}{14.2 \times 45 \times (40.5)^2} = 0.152$$

$$\mu = 0,152 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,207$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,917$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{159340}{348 \times 0,917 \times 40,5} = 12,33 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_l}{\sigma_s \times 100} = 12,33 - \frac{555210}{348 \times 100} = -3,62 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}$$

➤ **Armatures minimales**

**CBA 93**

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0,2 \times 45 \times 45}{100} ; \frac{8(45+45)}{100} \right] = \max[4,05 ; 7,2]$$

$$A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

**RPA99 V 2003**

$$-0,008 \times a \times b = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2.$$

$$\bullet A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{RPA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 16,2 \text{ cm}^2; 7,2 \text{ cm}^2) = 16,2 \text{ cm}^2$$

✚ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont

$$\bullet N_{\max} = 928,99 \text{ KN}$$

$$\bullet M_{zz}^{\text{cor}} = 45,46 \text{ KN.m}$$

• Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{45,46}{928,99} = 4,8 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à}$$

l'intérieur de la section.

$$e_0 = 8,8 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

- **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 280 = 196 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{196}{45} = 4,35 \text{ cm ; Max} \left[ 15 ; 20 \times \frac{9}{45} \right] = 4,35 < 15$$

→ la section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivant :

$$N_1' = N$$

$$M_1' = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2)$$

✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$ : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm ; } \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm ; } \frac{280}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$ : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g \times M_q} = \frac{12,49}{12,49 \times 2,13} = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3 \times 196^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0,85 \times 2] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = 0,95$$

$$e_0' = (e_0 + e_a + e_2) = (4,8 + 2 + 0,95) = 7,75$$

**2) Calcule les sollicitations majorées :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1' \times (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N_1' \times \left( e_0' + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_1 = 928,99 \times \left( 0,0775 + \frac{0,45}{2} - 0,045 \right) = 239,21 \text{ kN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 45 \times 45$$

$$(1) = 431101,44 \text{ N.m}$$

$$(2) = 928,99 \times (0,45 - 0,045) - 239,21$$

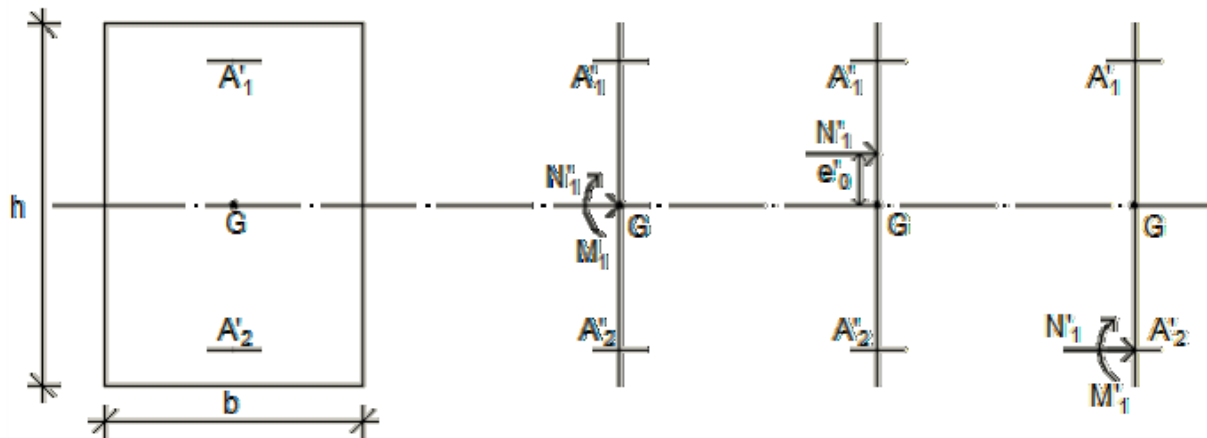
$$(2) = 137,03 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 431.101 KN. m > (2) = 137.03 KN. m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

- **Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues  $M_1$



➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{239210}{14.2 \times 45 \times (40.5)^2} = 0.228$$

$\mu = 0,228 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas ;  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,328$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,868$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{239210}{348 \times 0,868 \times 40,5} = 19,55 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s \times 100} = 19.55 - \frac{928990}{348 \times 100} = -37.14 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}$$

**Armatures minimales**

**CBA 93**

$$A_{min} = \max \left[ \frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0.2 \times 45 \times 45}{100} ; \frac{8(45+45)}{100} \right] = \max[4.05 ; 7.2]$$

$$A_{min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

**RPA99 V 2003**

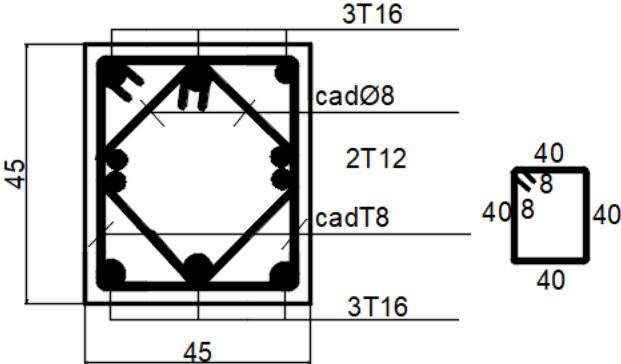
$$- 0.008 \times a \times b = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2.$$

$$\bullet A = \max (A_{cal}, A_{RPA}, A_{CBA}) = (0 \text{ cm}^2; 16.2 \text{ cm}^2; 7.2 \text{ cm}^2) = 16.2 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII.6: Tableau récapitulatif du ferrailage du poteau**

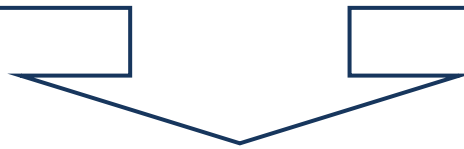
Type	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>CAL</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>minRPA</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>minBA EL</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A <sub>Adoté</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Recouvrement [cm]
1	(45 × 45)	7.2	16.2	7.2	4T12 + 8T14	16.84	
2	(40 × 40)	7.6	12.8	6.4	4T16 + 4T14	14.2	
3	(35 × 35)	10.8	9.8	5.6	4T16 + 4T12	12.57	
4	(30 × 30)	8.2	7.2	4.8	8T12	9.05	

**COUPE a-a**



**Fig : ferrailage du poteau (45X45)**

**Chapitre VII**  
**Etude des voiles**



### **VII.1. Généralités :**

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan .Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- ✚ Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- ✚ Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et
- ✚ Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur est à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

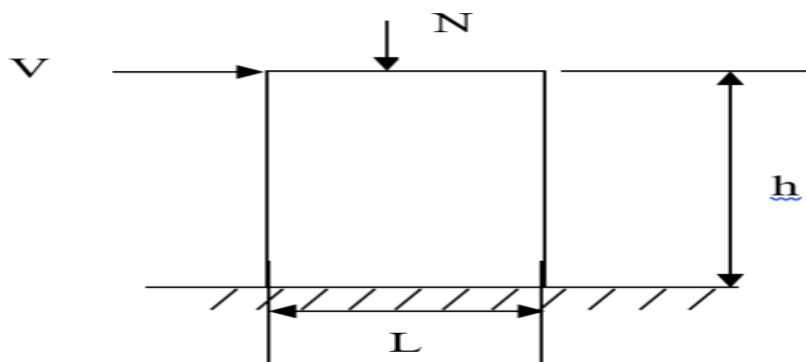
Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- ✚ Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- ✚ A leur jonction avec les planchers
- ✚ A leurs extrémités.

### **VII.2 .Ferrailage des voiles :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Fig.VII.1 :** Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

➤ **Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :**

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur et elles sont aussi uniformément réparties.
3. D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

### **VII.2.1 procédures de ferrailage :**

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93 et RPA 99 version 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effort, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

**Note :** Les contraintes maximale et minimale du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultant de **ROBOT 2019**.

#### **✚ 1<sup>er</sup> cas : Section Entièrement Comprimée :**

Si  $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) > 0$  la section du voile est entièrement comprimée "pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1)**.

$(A_l, A'l) > 0.0015 b h$  (0.15%)

### **2<sup>eme</sup> cas : Section Entièrement Tendue :**

Si :  $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) < 0$  la section du voile est entièrement tendue "pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

- ✓  $A = \frac{r_i}{r_n}$  ; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.
- ✓ Si :  $A < A_{min} = 0.15\%$  de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si :  $A_v > A_{min}$  , on ferraille avec A.

### **3<sup>eme</sup> cas : Section Partiellement Tendue :**

Si :  $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min})$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**Armatures horizontales Art 7.7.4.1 du RPA 99 Version 2003 :**

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimale égal à 0.15% de la section du béton. le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

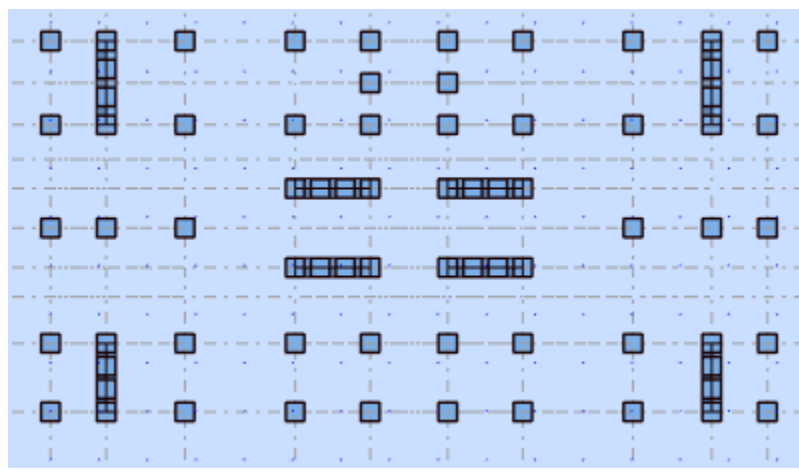
**Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA version 2003 :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

**Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile : 0.15%
- ✓ En zone courante : 0.10% Armatures transversales.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $(1,5.a ; 30 \text{ cm})$ .
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 dz l'épaisseur du voile.

**VII.3.Exemple de calcul :****Fig VII.2.: vue en 2D avec logiciel robot analyse structural****Tableau .VII.1 : caractéristiques des voiles dans sens X-X**

SENS (X-X)			
Type	Long[m]	Larg.[m]	Hauteur [m]
X-I	3.10	0.2	3.06

**Tableau .VII.2 : caractéristiques des voiles dans sens Y-Y**

SENS (Y-Y)			
Type	Long[m]	Larg.[m]	Hauteur [m]
Y-I	3.45	0.2	3.06
Y-II	2.82	0.2	3.06

Tableau 1 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN)	H(KN)
0,20	ELU	ELU	1655.25	10.5	-6.92
	Sismique	G+Q+VX	1140.69	-142.54	-21.87
	Sismique	G+Q-VX	1276.67	157.86	-31.79
	Sismique	G+Q+VY	1083.27	-1769.96	428.5
	Sismique	G+Q-VY	1334.09	1785.28	-438.42
	Sismique	0.8G+VX	773.44	-144.91	-24.04
	Sismique	0.8G-VX	909.41	155.49	-29.63
	Sismique	0.8G+VY	716.01	-1772.33	430.67
	Sismique	0.8G-VY	966.83	1782.91	-436.25

### VII.3.1 Les caractéristiques géométriques du voile :

$$I = (0.2 \times 3.45^3) / 12 = 0.684 \text{ m}^4 \text{ (I : inertie du voile)}$$

$$\Omega = 0.2 \times 3.45 = 0.69 \text{ m}^2 \text{ (\Omega : surface en plan du voile)}$$

$$V = l/2 = 3.45/2 = 1.725 \text{ m (V : la position de l'axe neutre)}$$

### VII.3.2. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :

#### ➤ Effort de compression à ELU :

$$N_{max} = 1655.25 \text{ KN (effort de compression)}, M_{cor} = 10.5 \text{ KN.m}$$

#### ➤ calcul des contraintes:

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{1655.25}{0.69} + \frac{10.5 \times 1.725}{0.684}$$

$$\sigma_d = 2425.393 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1655.25}{0.69} - \frac{10.5 \times 1.725}{0.684}$$

$$\sigma_g = 2372.432 \text{ KN.m}^2$$

$$\opl� (\sigma_d > 0; \sigma_g > 0) \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

#### ➤ Calcul de la contrainte moyenne :

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right) = (1.53 \text{ m}; 2.3 \text{ m}) = 1.53 \text{ m}$$

$d_{\max} = 1.53 \text{ m}$

on prendra :  $d_1 = 1.53 \text{ m}$

### **VII.3.3. Détermination la contrainte moyenne de la bande $d_1$ :**

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d_1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 2.372 + (3.10 - 1.53) \times \frac{(2.425 - 2.372)}{3.10} = 2.398 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{2.425 + 2.401}{2} = 2.413 \text{ MPa}$$

### **VII.3.4. L'effort normal appliqué sur la bande $d_1$ :**

$$N_u = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d_1 = 2.413 \times 0.2 \times 1.53 = 738.78 \text{ KN}$$

### **VII.3.5. Calcul de l'effort limite ultime:**

L'effort limite  $N_{U \text{ lim}}$  est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b}$$

**Avec :**

$$B_r = L \times (a - 2) = 100 \times (20 - 2) = 1800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.601 \sqrt{12}}{0.2} = 45.05$$

**Donc :**  $\alpha = 0.447$

**Alors :**

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} = 0.447 \times \frac{0.18 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 1490 \text{ KN}$$

#### **➤ Conclusion :**

$$N_{U \text{ lim}} = 1490 > N_u = 738.78 \rightarrow \text{c. v}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

### **VII.4. Calcul de ferrailage :**

D'après notre système de contreventement portiques contreventés par voile on prend en considération juste les sollicitations des voiles du RDC et sous-sol et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

#### **VII.4.1. Ferrailage verticale :**

on prend les cas plus défavorables :

[0.8G - VX; 0.8G - VY]

✓ **1<sup>ere</sup> cas :0.8G-VX**

$$N_{crr}=909.41 \text{ KN} \quad M_{max}= 155.49\text{KN.m}$$

**VII.4.1.1Calcul des contraintes:**

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{909.41}{0.69} + \frac{155.49 \times 1.725}{0.684}$$

$$\sigma_d = 1710.120 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{909.41}{0.69} - \frac{155.49 \times 1.725}{0.684}$$

$$\sigma_g = 925.850 \text{ KN.m}^2$$

( $\sigma_{max} > 0$ ;  $\sigma_{min} > 0$ ) => la section est entièrement comprimée

**VII.4.1.2Calcul de la contrainte moyenne :**

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot Lc\right) = (1.53 \text{ m}; 2.06\text{m}) = 1.53\text{m}$$

$$d_{max} = 1.53 \text{ m}$$

on prendra :  $d_1 = 1.53 \text{ m}$

**VII.4.1.3Détermination de la contrainte moyenne de la bande  $d_1$  :**

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d_1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 925 + (3.10 - 1.53) \times \frac{(1.170 - 0.925)}{3.10} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{0.925 + 1.710}{2} = 1.047 \text{ MPa}$$

**VII.4.1.4.L'effort normal appliqué sur la bande  $d_1$  :**

$$N_u = \sigma_{moy} \times e \times d_1 = 1.047 \times 0.2 \times 1.53 = 320.38 \text{ KN}$$

**VII.4.1.5.Calcul de l'effort limite ultime:**

L'effort limite  $N_{U \text{ lim}}$  est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

**Avec :**

$$B_r = L \times (a - 2) = 100 \times (20 - 2) = 1800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.601 \sqrt{12}}{0.2} = 45.05$$

**Donc :**  $\alpha = 0.447$

**Alors :**

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.447 \times \frac{0.18 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 1490 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

$$N_{U \text{ lim}} = 1490 < N_u = 320.38 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

✓ **2<sup>ème</sup> cas : 0.8G-Vy**

$$N_{crr} = 966.83 \text{ KN} \quad M_{max} = 1782.91 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{966.83}{0.69} + \frac{1782.91 \times 1.725}{0.684}$$

$$\sigma_d = 5897.576 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{966.83}{0.69} - \frac{1782.91 \times 1.725}{0.684}$$

$$\sigma_g = -3095.171 \text{ KN.m}^2$$

$(\sigma_d > 0; \sigma_g < 0) \Rightarrow$  la section est partiellement tendue.

$$tg \alpha = \frac{\sigma_d}{L_1} = \frac{\sigma_g}{L_1}$$

$$L_t = \frac{\sigma_t \times L_1}{\sigma_c}$$

$$L_1 = L - L_t$$

$$L_t = \frac{\sigma_g \times (L - L_t)}{\sigma_d}$$

$$(\sigma_g + \sigma_d) \times L_t = \sigma_g \times L$$

$$L_t = 1.06$$

$$F_t = \frac{1}{2} \times \sigma_t \times E_p \times L_t = 328.08 \text{ KN}$$

$$A = \frac{f_t}{\sigma_s} = \frac{328.08}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0020 \times 20 \times 106 = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$A = \max ( A ; A_{\min} ) = 4.24$$

✓ **Choix des armatures :**

✓

$$16T10/ml = 12.75 \text{ cm}^2 / ml$$

#### **VII.4.2. Calcul des armatures transversales :**

##### **1) Vérification de la contrainte de cisaillement:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est:  $\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.vu}{b.d}$

**Avec :**

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b: Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est :  $\bar{\tau}_u = 0,20 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Application numérique:

➤ **ACC :**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.vu}{b.d} = \frac{1.4 \times 6.92 \times 1000}{0.9 \times 20 \times 3060} = 0.175 \text{ MPa}$$

il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 0.175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

##### **2) L'espacement minimal des barres verticales et horizontales**

Selon RPA 99(version 2003) :

➤  $S \leq \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$

➤  $S \leq \min(1.5 \times 20; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$  alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30\text{cm}$

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$        $S' = 20/2 = 10\text{cm}$

**3) Calcul des armatures transversales**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau u - 0.3 f_c 28 \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

{ K=0 (pas de reprise de bétonnage)

$\alpha=90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau u - 0.3 f_c 28 \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{t1} \geq \frac{\tau u}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times St = \frac{0.175}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.19 \text{ cm}^2$$

- Armature transversales minimales :

$$- \frac{A_{t2}}{b_0 \times St} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau u}{2}; 0.4 \text{MPa}\right]$$

$$- A_{t2} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.175}{2} = 0.0875 \text{ cm}^2$$

$$- A_{min} = 0.15\% S = 0.15\% \times 345 \times 20 = 10.35 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_t = \max(A_{t1}; A_{t2}; A_{min})$$

$$\checkmark A_t = \max(0.19 \text{ cm}^2; 0.0875 \text{ cm}^2; 10.35)$$

$$A_t = 10.35 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Type de viol	H [m]	L [m]	A [cm <sup>2</sup> /m <sub>L</sub> ]	Choix d'armatures	Espacement en Zone d'about	Espacement en Zone courante
y-y	2.80	3.45	16.59	21T10/nappe	10 cm	20 cm
x-x	2.80	3.10	14.22	18T10/nappe	10 cm	20 cm
<b>Y-II</b>	y-y	3.06	2.82	18T10/nappe	10 cm	20 cm

**VII.5- Etude des voiles périphériques :**

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en dessous du niveau de base, formées des poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

**Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :**

- ✚ Épaisseur  $\geq 15\text{cm}$
- ✚ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ✚ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✚ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

### **VII.5.1- Détermination des sollicitations :**

#### **a) Poids propre du voile périphérique :**

$$p_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 2,80 \times 0,20 = 0,56\text{m}^3$$

$$p_{pr} = 25 \times 0,56 = 14 \text{ KN}$$

#### ➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N_u = 1,35 \times 14 = 18,9\text{KN}$$

#### ➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N_{ser} = p_{pr} = 14 \text{ KN}$$

#### **b) Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]**

$$\sigma = K_P \times \gamma \times h$$

**Avec :**

$$K_P : \text{coefficient de poussée } K_P = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

h : hauteur du voile et

$\gamma$  : Masse volumique des terres.

$K_P$  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

$$\text{Avec : } \delta = \frac{2}{3}\varphi ; \varphi = 35^\circ \text{ (} \delta \text{ : frottement mur /sol)}$$

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI »  $K_P = 0,247$ .

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2,8 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 2,80 = 11,757 \text{ kN/m}^2$$

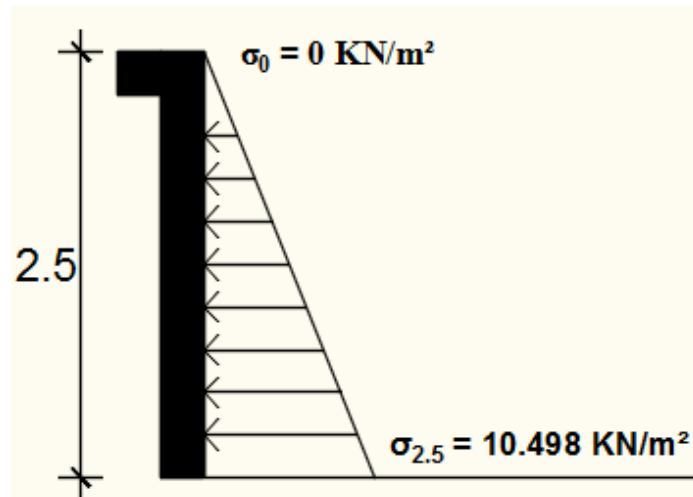


Fig.VII.3 : Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

$$q = \frac{11,757 + 0}{2}$$

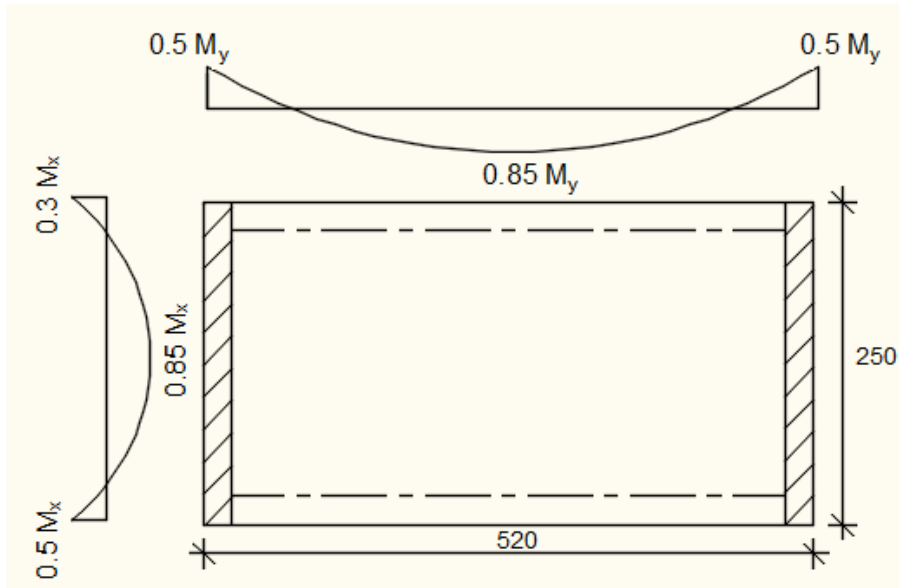


Figure VII.4: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 5,878 \Rightarrow \bar{q}_u = 7,9359 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_u = \bar{q}_u \times 1 \text{ m} = 7,9359 \text{ kN/m}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\bar{q}_{ser} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 5,878 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1 \text{ m} = 5,878 \text{ kN/m}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{xser} = \mu_{xser} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{yser} = \mu_{yser} \times M_{xser} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = (\rho; \nu)$  et  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.55}{3.75} \Rightarrow$  La dalle portant suivant deux directions.

- Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0,96 \Rightarrow \mu_{xu} = 0,0401 \quad \Rightarrow \quad M_x = 0,0401 \times 5,878 \times 4,55^2 = 4,879$$

$$\mu_{yu} = 0,9092 \quad \Rightarrow \quad M_y = 0,9092 \times 4,897 = 4,452$$

➤ Etat limite service:

$$\rho = 0,96 \Rightarrow \mu_{xser} = 0,0474 \quad \Rightarrow \quad M_x = 0,0474 \times 5,878 \times 4,55^2 = 5,768$$

$$\mu_{yser} = 0,9385 \quad \Rightarrow \quad M_y = 0,9385 \times 5,768 = 5,413$$

VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

combinaisons	SENSX-X		SENSY-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_a$ [KN.m]	1,4637	1,730	1,336	1,623
$M_t$ [KN.m]	4,147	4,903	3,784	4,601

- Calcul des ferrailages :

➤ Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2$  cm

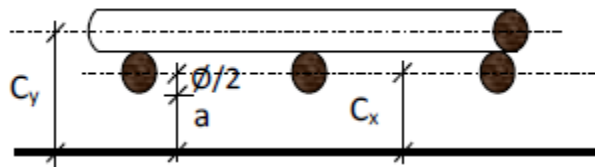


Fig.VII.11: Enrobage.

$$\varphi_{max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 15 \text{ cm .}$$

$$\varphi_{max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prendra } \varnothing = 10 \text{ mm.}$$

➤ Calcul de l'enrobage :

$$C_x = a + \frac{\varnothing}{2} C_x = 2 + \frac{10}{2} = 7 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} C_y = 2 + 10 + \frac{10}{2} = 17 \text{ mm}$$

➤ **hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 15 - 0.7 = 14.3 \text{ cm.}$$

$$d_y = h_d - C_y = 15 - 1.7 = 13.3 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h_d; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ **Remarque :**

Le ferrailage en appui et en travée est le même. on va prendre le moment maximal (moment en travée).

➤ **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

❖ **Sens X-X :**

a) **En travées :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

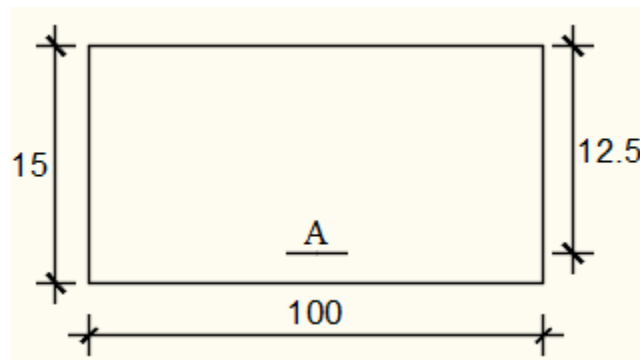


Fig. VII.12: Section de calcul en travée (x-x).

$$M_{tx} = 4,147 \text{ KN. m}$$

✚ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4147}{14,20 \times 100 \times 14,3^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

#### **✚ Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d \times \alpha} = \frac{4147}{348 \times 0,993 \times 14,3} = 0,83 \text{ cm}^2 / m_L$$

#### **✚ Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min RPA} = 0,0001 \times 100 \times 20 = 0,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min} ; A_{\min RPA}) \Rightarrow A = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

#### **✚ Choix des armatures :**

$$7T10/m_L \rightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

#### **➤ Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{txser} = 4,903 \text{ KN. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,5}{100} = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,825 = 20,625$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2$$

$$I_1 = \frac{100 \times 3,79^3}{3} + 15 \times 5,5(12,5 - 3,79)^2 = 8073,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4903}{8073,45} = 0,607$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 16,59 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte admissibles :**

$$\text{Fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right]$$

$$\sigma_b = 1,52 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 63,83 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ **Sens Y-Y :**

b) **En travées :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

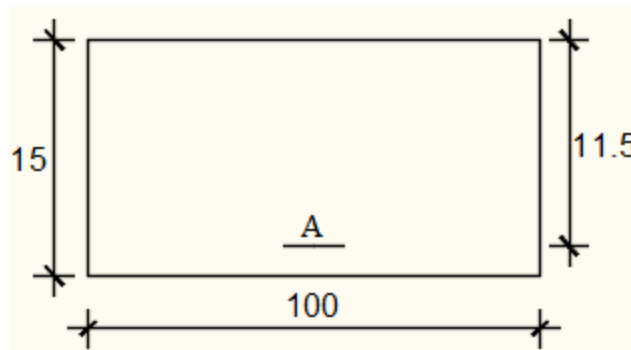


Fig.VII.13: Section de calcul en travée (y-y).

$$M_{tx} = 3,784 \text{ KN.m}$$

✚ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3784}{14,20 \times 100 \times 13,3^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_u = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

✚ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3784}{348 \times 0,992 \times 13,3} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{Ml}$$

✚ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 :  $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{mL}$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 20 = 0,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min \text{ RPA}}) \Rightarrow A = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ **Choix des armatures :**

$$7\text{T}10/\text{mL} \rightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 15\text{cm}).$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{\text{txser}} = 4,601 \text{ KN. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,5}{100} = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,825 = 20,625$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2$$

$$I_1 = \frac{100 \times 3,79^3}{3} + 15 \times 5,5(12,5 - 3,79)^2 = 8073,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{4601}{8073,45} = 0,569$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 16,59 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right]$$

$$\sigma_b = 1,52 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 63,83 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \} \Rightarrow$  Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

Tableau VIII.3 : Tableau de ferrailage du voile périphérique

Sens	A <sub>CAL</sub> [cm <sup>2</sup> /m L]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> /m L]	A <sub>minRPA</sub> [cm <sup>2</sup> /m <sub>L</sub> ]	Choix	A <sub>Adopté</sub> [cm <sup>2</sup> /m L]	Espacement [cm]
X-X	0,87	1,2	1,5	7T10	5,50	15
Y-Y	0,19	1,2	1,5	7T10	5,50	15

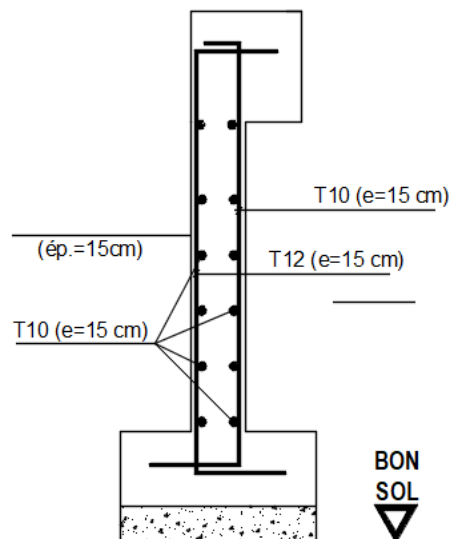


Fig.VII.8.Schéma de ferrailage des voiles périphérique.

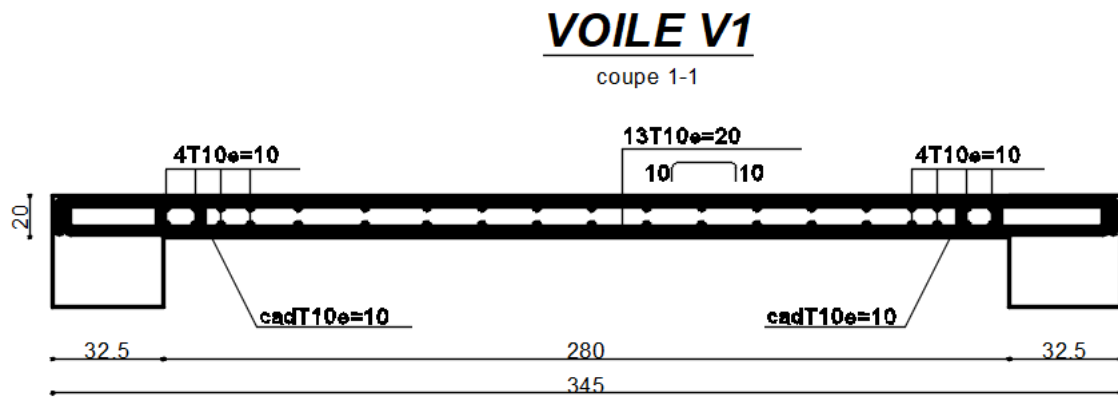


Fig.VII.9.Schéma de ferrailage des voiles.

**Chapitre VIII**  
**Etude des fondations**



### **VIII.1. Introduction :**

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

- Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser.

**Le choix du type de fondation se fait selon :**

- + Type d'ouvrage construire ;
- + La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- + La capacité portance de terrain de fondation ;
- + La charge totale et le poids de la superstructure transmise au sol ;
- + La raison économique et
- + La facilité de réalisation.

**Pour le cas des bâtiments courants, il existe plusieurs types de fondation :**

**a) Fondations superficielles :**

- + Semelles isolées ;
- + Semelles filantes et
- + Semelles générales.

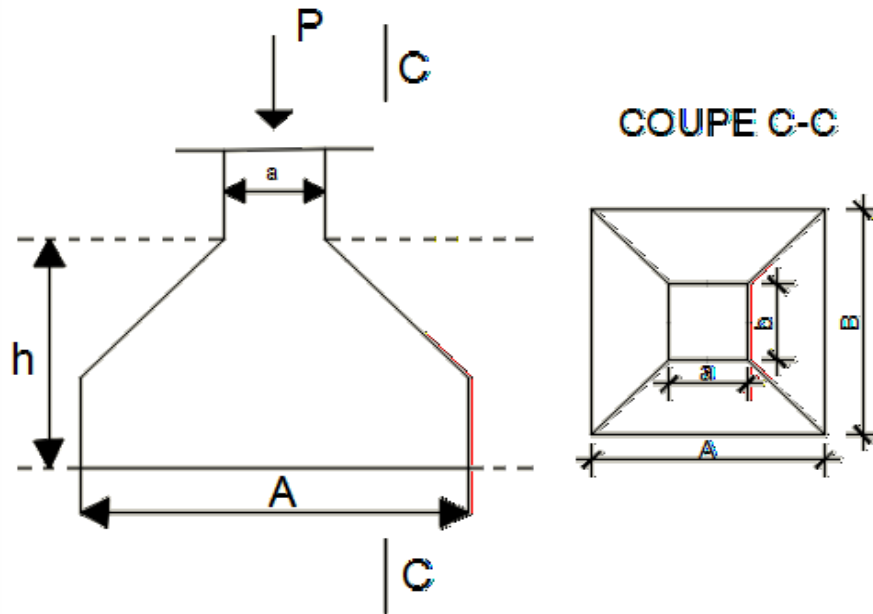
**b) Fondations profondes :**

- + Semelle sur puits et

✚ Semelle sur pieux.

**VIII.2. Calcul de la semelle isolée :**

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $Nu_{max}$  qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.



**Fig.XI.1 : Semelle isolée**

✓  $Nu = 2162.34 \text{ KN}$

✓  $\bar{\sigma}_{Sol} = 2,5 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{Nu}{A \cdot B} \leq \sigma_{Sol}$$

$$A \cdot B \geq \frac{Nu}{\sigma_{Sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$- A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

➤ Avec :  $a = 45\text{cm}$  ;  $b = 45 \text{ cm}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Nu}{\sigma_{Sol}}} = \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{1511.38}{2.5}} = 245.87 \text{ cm}^2$$

$$- A = \left(\frac{45}{45}\right) \cdot B \rightarrow A = B$$

On prend :  $B = 250 \text{ cm} \Rightarrow A = 250 \text{ cm}$

Semelle	a [cm]	b [cm]	NU [kN]	$\sigma_{sol}$ [MPa]	B [cm]	On adopte	
						B [cm]	A [cm]
Centre	45	45	1511.38	2.5	245.87	250	250
Rive	45	45	1511.38		245.87	250	250





### Conclusion :

D'après le pré-dimensionnement des semelles isolées on a remarqué que ces dernières se chevauchent, alors le choix d'un radier général est indispensable.

## VIII.3. Etude de radier :

### VIII.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

-  Condition de rigidité ;
-  Condition forfaitaire ;
-  Condition de non cisaillement et
-  Condition de non poinçonnement.

#### ➤ Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad \text{et } L_e = \sqrt[4]{\frac{EI}{K \times b}}$$

$L_e$  : Est la longueur élastique.

$L_{\max}$  : La plus grande distance entre deux poteaux = 4.75 m.

$b$  : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

$E$  : Module de déformation  $3.2 \times 10^6$  MPa

$I$  : Inertie d'une bande d'1m du radier  $I = \frac{bh_r^3}{12}$ .

$h_r$  : Hauteur du radier.

$K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.  $K = 40 \text{ MN/m}^3$ .

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$H \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{max}^2}{E \times \pi^2}}$$

$$H \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 4.75^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}} = 0.67 \text{ m}$$

$$H \geq \mathbf{0.90m}$$

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq H \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{4.75}{8} \leq H \leq \frac{4.75}{5}$$

$$0.59 \leq H \leq 0.95$$

$$H = 0.90m$$

✚ **Dimensionnement de la nervure:**

➤ **La hauteur de la nervure:**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm}$$

On prend:  $h_n = 50 \text{ cm}$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{475}{20} = 23.75$$

On prend :  $e = 40 \text{ cm}$

➤ **Pré dimensionnement des poutres :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\mathbf{0,3 \cdot h \leq b_0 \leq 0,4 \cdot h}$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

• **Application numérique :**

➤ **Sens x-x :**

$$0,3 \cdot h \leq b_0 \leq 0,4 \cdot h$$

$$0,3 \cdot 90 \leq b_0 \leq 0,4 \cdot 90$$

$$27 \text{ cm} \leq b_0 \leq 36 \text{ cm}$$

**On prend :  $b_0 = 30 \text{ cm}$**

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{20} \right)$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{455-35}{2}; \frac{455}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min (210; 45.5)$$

$$b_1 \leq 45.5 \text{ cm}$$

**On prend :  $b_1 = 45 \text{ cm}$**

Pour le sens y-y les poutres secondaires, on prend les mêmes dimensions que les poutres principales :

Type des poutres	h (cm)	$h_n$ (cm)	h0 (cm)	b0 (cm)	b1 (cm)	b (cm)
Poutres principales	90	50	40	30	45	120
Poutres secondaires	90	50	40	30	45	120

➤ **Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :**

*Pour le panneau le plus défavorable :*

On a:

$$\begin{cases} L_x = 4.55 \text{ m} \\ L_y = 4.75 \text{ m} \end{cases}$$

Avec:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0.9 \times d}$$

✚ **La fissuration est préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{4.75} = 0.95 \text{ Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

**Donc :**

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \quad \text{Et} \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{34973.57}{451.99} = 77.376 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 77.376 \times \frac{4.75 \times 4.55}{(2 \times 4.55 + 4.75)} = 73.928 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 77.376 \times \frac{4.55}{3} = 117.354 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = 117.354 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{117.354}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = 0.0521 \text{ m}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.45 + 0.90 + 0.45 + 0.90) = 5.4$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure  $N_u = 1386.22 \text{ KN}$

$$N_u \leq 0.045 \times 5.4 \times 90 \times \frac{2500}{1.5}$$

$$1386.22 \leq 37125$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à  $h_r = 0.9 \text{ m}$ . Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

**VIII.4.Déterminations des sollicitations :**

Caractéristiques du radier :

$h_r = 90\text{cm}$  et surface du radier :  $S = 451.992\text{m}^2$

**VIII.4. Vérification du soulèvement:**

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne se soulève pas :

$$P \geq 1,5. S. \gamma. Z$$

**Avec:**

P: Poids de bâtiment.

S: Surface du bâtiment.

Z: L'ancrage.

$\gamma$  : Poids volumique du l'eau 10 KN/m<sup>2</sup>.

L: La somme des longueurs totales des poutres principales.

L': La somme des longueurs totales des poutres secondaires.

Poutre p: Poids propre des poutres principales.

Poutre s: Poids propre des poutres secondaires.

Pour la structure étudiée:

$$P_{\text{radier}} = S_r. h_0. \gamma_b = 451.992 \times 0,4 \times 25 = 4519.22$$

$$P_{\text{poutre p}} = L. (h - h_0). \gamma_b = 18.85 \times (0,9 - 0,40) \times 0,30 \times 25 = 70.68$$

$$P_{\text{poutre s}} = L'. (h - h_0). \gamma_b = 37.7 \times (0,9 - 0,40) \times 0,30 \times 25 = 141.375$$

$$P = P_{\text{bâtiment}} + P_{\text{radier}} + P_{\text{poutres}} = 36132.405 + 4731.275 = 40863.068 \text{ KN}$$

$$P \geq 1,5. S. \gamma. Z$$

$$40863.68\text{KN} \geq 1,5 \times 451.992 \times 10 \times 3.7 = 25085.556\text{KN}$$

- **Conclusion:**

La structure est stable donc il n'y a pas un soulèvement.

**VIII.5.Combinaison d'action :****VIII.5.1.Vérification des contraintes sous radier :**❖ **A L'ELU :**

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc :  $\sigma_{\text{sol}} = 2.5\text{MPa}$  par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.676 + 0.598}{4} = 1.41 \text{ MPa}$$



Fig 6.1 : Cartographies A L'ELU.

❖ A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.223 + 0.436}{4} = 1.03 \text{ MPa}$$

Fig 6.2 : Cartographies A L'ELS.

### VIII.6.Ferraillage du radier :

Fissuration est considérée comme préjudiciable donc  $a = 4 \text{ cm}$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\sigma \leq \frac{hd}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm on prendra } \rightarrow \sigma = 20 \text{ mm}$$

$$C_x = a + \frac{\sigma}{2} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \frac{\emptyset}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$d_x = h_d - c_x = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 33 \text{ cm}$$

### VIII.6.1. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

- Sens xx :
- En travée :
- . Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{101.378 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 35^2} = \mathbf{0.0582} < 0.186$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0582}) = \mathbf{0.075}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.075 = \mathbf{0.97}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{101.378 \times 10^3}{0.97 \times 348 \times 35} = \mathbf{8.58 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T16 /ml = **12.06 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement St = **15cm**

- Vérification à l'ELU :
- Condition de non fragilité:

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \mathbf{3.2 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{8.58 \text{ cm}^2} \text{ Condition vérifiée.}$$

### VIII.6.2.1.3. Espacement des barres :

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

- ✚ Armatures principes :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**VIII.6.2.1.4. Vérification à l'ELS :****VIII.6.2.1.4.1. Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = \frac{100}{2} \times yl^2 + 180.9 \times yl - 6331.5$$

$$yl = 9.59 \text{ cm}$$

**VIII.6.2.1.4.2. Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 9.59^3}{3} + 15 \times (12.06 \times (35 - 7.)^2)$$

$$I = 146200 \text{ cm}^4$$

**VIII.6.2.1.4.3. Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

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

$$k = \frac{87.86}{I} = \frac{87.86 \times 10^6}{146200 \times 10^4} = 0.060$$

$$\sigma_{bc} = k \times yl = 0.060 \times 95.9 = 5.736 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.736 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.

**VIII.6.2.1.4.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_{te} ; 110 \times \sqrt{f_{t28} \times \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 87.86 \times 10^6}{137876.21 \times 10^4} \times (350 - 95.9) = 242.88 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 242.88 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  Condition non vérifiée.

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le B.A.E.L 91 si  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

 **On calcule:**

**On prend**

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit  $\mu_s$ :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{87860}{201.63 \times 30 \times 35^2} = 0.012$$

$\mu_s \rightarrow$  lire à partir du tableau

$$k_1 = 16.45 ; \beta_1 = 0.841$$

- Calcul et vérification de  $\sigma_b$  :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{16.45} = 12.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

- Calcul des armatures tendues:

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{87860}{201.63 \times 0.841 \times 35} = 14.80 \text{ cm}^2$$

- ✓ Choix des armatures :

$$A = 5T20 / \text{ml} = 15.71 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

### VIII.6.2.2. En appuis :

#### VIII.6.2.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{107.585 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 35^2} = 0.061 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = 0.079$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.079 = 0.968$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{107.585 \times 10^3}{0.968 \times 348 \times 35} = 9.12 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T14 = 9.24 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 15 cm/ml

#### VIII.6.2.2.2. Vérification à l'ELU :

##### VIII.6.2.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 < A_a = 9.24 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

##### VIII.6.2.2.2.2. Espacement des barres :

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

- ✚ Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 16 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  **Condition vérifiée.**

### VIII.6.2.2.3. Vérification à l'ELS :

#### VIII.6.2.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$b \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 100 \times yl^2 + 138.6 \times yl - 4851$$

$$yl = \mathbf{8.56 \text{ cm}}$$

#### VIII.6.2.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 8.56^3}{3} + 15 \times (9.24 \times (35 - 8.56)^2)$$

$$I = \mathbf{117799.001 \text{ cm}^4}$$

#### VIII.6.2.2.3.3. Vérification de la contrainte de compression du béton :

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

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

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{58.575 \times 10^6}{117799.001 \times 10^4} = 0.049$$

$$\sigma_{bc} = k \times yl = 0.049 \times 85.6 = 4.25 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{4.25 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$  **Condition vérifiée.**

#### VIII.6.2.2.3.4. Vérification de la contrainte de traction de l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2.1 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 58.575 \times 10^6}{117799.001 \times 10^4} \times (350 - 85.6) = \mathbf{197.20 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{197.20 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$  **Condition non vérifiée.**

Donc les armatures calculées à ACC conviennent ELS.

➤ Sens yy :En travée :

➤ Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{101,94 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 33^2} = \mathbf{0,066} < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066}) = \mathbf{0,0854}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0854 = \mathbf{0,965}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{101,94 \times 10^3}{0,965 \times 348 \times 33} = \mathbf{9,19\text{cm}^2}$$

Soit :  $6T14 = 9,24\text{cm}^2$  avec un espacement  $St = \frac{16\text{cm}}{\text{ml}}$

➤ Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \mathbf{3,2\text{cm}^2} < A_t = \mathbf{9,24\text{cm}^2} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Espacement des barres :

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

• Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25\text{cm}}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

VIII.6.3.1.3.Vérification à l'ELS :

VIII.6.3.1.3.1.Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = \frac{100}{2} \times yl^2 + 138,6 \times yl - 4851$$

$$yl = \mathbf{8,56\text{cm}}$$

VIII.6.3.1.3.2.Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 8,56^3}{3} + 15 \times (9,24 \times (35 - 8,56)^2)$$

$$I = \mathbf{117799,001 \text{ cm}^4}$$

**VIII.6.3.1.3.3. Vérification de la contrainte de compression du béton :**

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

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

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{81.150 \times 10^6}{117799.001 \times 10^4} = 0.068$$

$$\sigma_{bc} = k \times y_l = 0.068 \times 85.6 = 5.89$$

$\sigma_{bc} = 5.89 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$  Condition vérifiée.

**VIII.6.3.1.3.4. Vérification de la contrainte de traction de l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2.1 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 81.150 \times 10^6}{1177990.001 \times 10^4} \times (330 - 85.6) = 273.20 \text{MPa}$$

$\sigma_s = 273.20 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$  Condition non vérifiée.

D'après le B.A.E.L 91 si  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

✚ **On recalcule les armatures à l'ELS:**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit  $\mu_s$ :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{81150}{201.63 \times 30 \times 33^2} = 0.013$$

$\mu_s \rightarrow$  lire à partir du tableau

$$k_1 = 15.67 ; \beta_1 = 0.837$$

• **Calcul et vérification de  $\sigma_b$ :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{15.76} = 12.79$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

• **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{81150}{201.63 \times 0.837 \times 33} = 14.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A = 5T20 / \text{ml} = 15.71 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

➤ **En appuis :**

➤ **Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{67.965 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 33^2} = 0.044 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.056 = 0.977$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{67.965 \times 10^3}{0.977 \times 348 \times 33} = 6.06 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T14 = 7.70 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 20 cm/ml

➤ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2.1/BAEL99) :**

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 < A_a = 6.06 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **. Espacement des barres :**

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

• **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = \frac{100}{2} \times y_l^2 + 115.5 \times y_l - 3811.5$$

$$y_l = 7.85 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 7.85^3}{3} + 15 \times (7.70 \times (33 - 7.85)^2)$$

$$I = 89146.1326 \text{cm}^4$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression du béton:**

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

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

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{54.100 \times 10^6}{89146.1326 \times 10^4} = 0.060$$

$$\sigma_{bc} = k \times yl = 0.060 \times 78.5 = 4.64$$

$\sigma_{bc} = 4.64 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'acier:**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 54.100 \times 10^6}{89146.1326 \times 10^4} \times (330 - 78.5) = 230.74 \text{MPa}$$

$\sigma_s = 230.74 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$  Condition non vérifiée.

D'après le B.A.E.L 91 si  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

✚ **On recalcule les armatures à l'ELS:**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit  $\mu_s$ :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{54100}{201.63 \times 30 \times 33^2} = 0.0082$$

$\mu_s \rightarrow$  lire à partir du tableau

$$k_1 = 21.50 ; \beta_1 = 0.863$$

• **Calcul et vérification de  $\sigma_h$  :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{21.50} = 9.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

- **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{54100}{201.63 \times 0.897 \times 33} = 9.42 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$A = 5T16 / \text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

### **VIII.7.Ferraillage des nervures :**

#### **VIII.7.1 Les dimensions des nervures:**

Type des poutres	h (cm)	$h_n$ (cm)	h0 (cm)	b0 (cm)	b1 (cm)	b (cm)
Poutres principales	90	50	40	30	45	120
Poutres secondaires	90	50	40	30	45	120

#### **VIII.7.2 Calcul du ferraillage:**

- 1) **Poutres principales :**

- **ELU:**

- **En travée:**

$$M_u = 361.60 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 1.20 \times 0.40 \times 14200 \left( (0.9 \times 0.9) - 0.40/2 \right)$$

$$M_t = 4157.76 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{361.60 \times 10^3}{120 \times 14.2 \times 81^2} = \mathbf{0.032} < 0.259$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\epsilon L < 1000\epsilon s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = \mathbf{0.040}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.28 = \mathbf{0.984}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{361.60 \times 10^3}{0.984 \times 348 \times 81} = \mathbf{13.03 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

➤

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{2.93 \text{ cm}^2}$$

$$A > A_{\min}$$

➤ **En appuis:**

$$M_u = \mathbf{368.19 \text{ KN.m}}$$

Vu que le moment en appuis est positif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 30 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 90 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{368.19 \times 10^3}{120 \times 14.2 \times 81^2} = \mathbf{0.032} < 0.259$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\epsilon L < 1000\epsilon s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = \mathbf{0.040}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.040 = \mathbf{0.984}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{368.19 \times 10^3}{0.984 \times 348 \times 81} = \mathbf{13.27 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,93 \text{ cm}^2}$$

$$A > A_{\min}$$

❖ **ACC:**

➤ **En travée:**

$$M_u = 305,84 \text{ KN. m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1,20 \times 0,40 \times 14200 ((0,9 \times 0,9) - 0,40/2)$$

$$M_t = 4157,76 \text{ KN. m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{305,84 \times 10^3}{120 \times 14,2 \times 81^2} = \mathbf{0,027} < 0,259$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = \mathbf{0,034}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,034 = \mathbf{0,986}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{305,84 \times 10^3}{0,986 \times 400 \times 81} = \mathbf{9,57 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{3,93 \text{ cm}^2}$$

➤ **En appuis:**

$$M_u = 303,71 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 45 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 90 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{303.71 \times 10^3}{120 \times 14.2 \times 81^2} = \mathbf{0.027} < 0.259$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = \mathbf{0.034}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0344 = \mathbf{0.986}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{303.71 \times 10^3}{0.986 \times 400 \times 81} = 9.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

✓ **Choix des armatures :**

➤ **En travée :**

$$A = \max ( A_{\text{elu}} , A_{\min} ; A_{\text{acc}} ) = \max ( 13.03 ; 2.93 ; 9.57 ) \text{ cm}^2$$

$$A = 13.03 \text{ cm}^2$$

$$A = 6T16 + 1T14 = 13.60 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$A = \max ( A_{\text{ELU}} , A_{\min} ; A_{\text{acc}} ) = \max ( 13.27 ; 2.93 ; 9.50 ) \text{ cm}^2$$

$$A = 13.27 \text{ cm}^2$$

$$A = 6T16 + 1T14 = 13.60 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'ELS :**

• **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = 87986.55 > 0$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

$$\frac{b}{2} \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = \frac{120}{2} \times y_l^2 + 195.45 \times y_l - 15831.45$$

$$y_l = \mathbf{14.69 \text{ cm}}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{120 \times 14.69^3}{3} + 15 \times (13.03 \times (81 - 14.69)^2)$$

$$I = 986198.505 \text{cm}^4$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression du le béton :**

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

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

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{263.68 \times 10^6}{986198.505 \times 10^4} = 0.026$$

$$\sigma_{bc} = k \times yl = 0.026 \times 146.9 = 3.92$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{3.92 \text{MPa}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{MPa}}$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2.1 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 263.68 \times 10^6}{986198.505 \times 10^4} \times (810 - 146.9) = \mathbf{265.91 \text{MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{265.91 \text{MPa}} > \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{MPa}} \Rightarrow$  Condition non vérifiée.

D'après le B.A.E.L 91 si  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie, il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

✚ **On recalcule les armatures à l'ELS:**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit  $\mu_s$ :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{263680}{201.63 \times 30 \times 81^2} = 0.0066$$

$\mu_s \rightarrow$  lire à partir du tableau

$$k_1 = 24.68 ; \beta_1 = 0.874$$

• **Calcul et vérification de  $\sigma_h$  :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{24.68} = 8.16$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

- **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{263680}{201.63 \times 0.874 \times 81} = 18.47 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$A = 6T20 / \text{ml} = 18.85 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

{ Fissuration préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- ✚ **Position de l'axe neutre :**

- ✚ **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$\frac{b}{2} \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 60 \times y_l^2 + 199.05 \times y_l - 16123.05$$

$$y_l = 14.81 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 1001995.75 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{267.54 \times 10^6}{1001995.75 \times 10^4} = 0.026$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y = 0.026 \times 146.8 = 3.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k \cdot (d - y) = 265.06 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1.6 \cdot 2.1}\right) \text{ MP}$$

$$\sigma_{st} = 266.34 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

D'après le B.A.E.L.91 si  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service :

- **On recalcule les armatures à l'ELS :**

**On prend**

$$\sigma_s = \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment réduit  $\mu_s$ :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{267540}{201.63 \times 30 \times 81^2} = 0.0067$$

$\mu_s \rightarrow$  lire à partir du tableau

$$k_1 = 24.37 ; \beta_1 = 0.873$$

- **Calcul et vérification de  $\sigma_b$  :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{24.37} = 8.27$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

- **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{267540}{201.63 \times 0.873 \times 81} = 18.76 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$A = 6T20 / \text{ml} = 18.85 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

- **ELU**

Pour des fissuration préjudiciable on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 379.89 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{379.89 \times 10^3}{1200 \times 810} = 0.39 \text{ MPa} \leq 2.5 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 (Fe = 235 MPa).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t = \text{Min}(2.57 \text{ cm}; 2 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

✓ **On adopte :**  $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Calcule l'espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ 0.39 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{to} = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ S_{t \max} = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \rho_{t \min} = \text{Max}(0.5 \cdot \tau_u; 0.4 \text{ MPa}) / f_e \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{to} = \frac{0.39 - 0.3 \times 2.1 \times 1}{0.9 \times \frac{235}{1.15}} = 0.001 \\ S_{t \max} = \min(81; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \rho_{t \min} = \text{max} \frac{0.5 \cdot \tau_u; 0.4 \text{ MPa}}{f_e} = 0.002 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_t = \text{max}(\rho_{t \min}; \rho_{to}) \\ S_t = \frac{A_t}{b_0 \times \rho_t} \\ S_{t \max} = 40 \text{ cm} \\ S_t \leq S_{t \max} \end{array} \right.$$

➤ **Conclusion:**

✓ **condition vérifiée.**

• **D'après l'RPA et le B.A.E.L.91 :**

$$S_t \leq \min(S_{t \max}; 30 \text{ cm}; S_t; \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \min(S_{t \max}; 40 \text{ cm}; S_t; \frac{h}{2}) \rightarrow \text{Zone courant}$$

**Donc :**

$$S_t \leq \min(40 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 33.5 \text{ cm}; 22.5 \text{ cm}; 12 \times 24 \text{ cm}) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \min(40 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 33.5 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Zone courant}$$

**Alors :**

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq 33.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

✓ **On adopte :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

## **2) Poutre secondaire :**

➤ **ELU:**

➤ **En travée:**

$$M_u = 79.47 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b \cdot (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1.20 \times 0,40 \times 14200 \cdot ((0,9 \times 0,9) - 0,40/2)$$

$$M_t = 4157.76 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{79.47 \times 10^3}{120 \times 14.2 \times 81^2} = 0.0066 < 0.259$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0066}) = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.008 = 0.996$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{79.47 \times 10^3}{0.996 \times 348 \times 81} = 2.83 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{\min}$$

➤ **En appuis:**

$$M_u = 226.89 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0=30$  cm et de hauteur  $h=90$  cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{226.89 \times 10^3}{120 \times 14.2 \times 81^2} = 0.021 < 0.259$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\epsilon L < 1000\epsilon s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = \mathbf{0.026}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.026 = \mathbf{0.989}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{226.89 \times 10^3}{0.989 \times 348 \times 81} = \mathbf{8.13 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{2.93 \text{ cm}^2}$$

$$A > A_{\min}$$

❖ **ACC:**

➤ **En travée:**

$$M_u = 89.62 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1.2 \times 0,40 \times 14200 ((0,9 \times 0,9) - 0,40/2)$$

$$M_t = 4157.76 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension ( $b \times h$ )

➤ **Vérification de l'existence de  $A'$  :**

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{89.62 \times 10^3}{120 \times 14.2 \times 81^2} = \mathbf{0.0080} < 0.259$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\epsilon L < 1000\epsilon s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0080}) = \mathbf{0.010}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.010 = \mathbf{0.996}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{89.62 \times 10^3}{0.993 \times 400 \times 81} = 2.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 2.93 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis:**

$$M_u = 185.39 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 30 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 90 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{185.39 \times 10^3}{120 \times 14.2 \times 81^2} = 0.016 < 0.259$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.020$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.020 = 0.992$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{185.36 \times 10^3}{0.992 \times 400 \times 81} = 5.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

✓ **Choix des armatures :**

➤ **En travée :**

$$A = \max (A_{\text{elu}}, A_{\min}; A_{\text{acc}}) = \max (2.79 ; 2.93 ; 2.83) \text{ cm}^2$$

$$A = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$5T12 = 5.50 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$A = \max (A_{\text{ELU}}, A_{\min}; A_{\text{acc}}) = \max (8.13 ; 2.93 ; 5.76) \text{ cm}^2$$

$$A = 8.13 \text{ cm}^2$$

$$6T14 = 9.24\text{cm}^2$$

✚ **Vérification à l'ELS :**

➤ **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 60 \times yl^2 + 43.95 \times yl - 3559.95$$

$$yl = 7.34\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{120 \times 7.34^3}{3} + 15 \times (2.93 \times (81 - 7.34)^2)$$

$$I = 254281.568\text{cm}^4$$

➤ **Vérification des Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{58.16 \times 10^6}{254281.568 \times 10^4} = 0.022$$

$$\sigma_{bc} = k \times yl = 0.022 \times 73.4 = 1.68$$

$$\sigma_{bc} = 1.68\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 58.16 \times 10^6}{254281.568 \times 10^4} \times (810 - 146.8) = 252.69\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 252.69\text{MPa} > \overline{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

D'après le B.A.E.L 91 si  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

✚ **On recalcule les armatures à l'ELS:**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit  $\mu_s$ :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{58160}{201.63 \times 30 \times 81^2} = 0.0014$$

$\mu_s \rightarrow$  lire à partir du tableau

$$k_1 = 63.12 ; \beta_1 = 0.195$$

• **Calcul et vérification de  $\sigma_b$ :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{63.12} = 3.194$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

• **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{58160}{201.63 \times 0.185 \times 81} = 18.26 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A = 5T22 / \text{ml} = 18.99 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

{ Fissuration préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

✚ **Position de l'axe neutre :**

✚ **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$\frac{b}{2} \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 60 \times y_l^2 + 121.95 \times y_l - 9877.95$$

$$y_l = 11.85 \text{ cm}$$

➤ **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 649691.288 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{165.76 \times 10^6}{649691.288 \times 10^4} = 0.025$$

$$\sigma_{bc} = K.Y = 0.025 \times 118.5 = 3.024 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15.k.(d-y) = 264.605 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MP}$$

$$\sigma_{st} = 264.605 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On prend

$$\sigma_s = \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit  $\mu_s$ :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{165760}{201.63 \times 30 \times 81^2} = 0.0041$$

$\mu_s \rightarrow$  lire à partir du tableau

$$k_1 = 33.54 ; \beta_1 = 0.897$$

• **Calcul et vérification de  $\sigma_b$ :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{33.54} = 6.011$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

• **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{165760}{201.63 \times 0.897 \times 81} = 11.31 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures**

$$A = 6T16 / \text{ml} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$6T20 / \text{ml} = 18.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

• **ELU**

Pour des fissuration préjudiciable on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 379.89 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{379.89 \times 10^3}{1200 \times 810} = 0.39 \text{ MPa} \leq 2.5 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 (Fe = 235 MPa).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t = \text{Min}(2.57 \text{ cm}; 2 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

✓ **On adopte :**  $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ 0.39 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{to} = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ S_{t \max} = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \rho_{t \min} = \text{Max}(0.5 \cdot \tau_u; 0.4 \text{ MPa}) / f_e \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{to} = \frac{0.39 - 0.3 \times 2.1 \times 1}{0.9 \times \frac{235}{1.15}} = 0.001 \\ S_{t \max} = \min(81; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \rho_{t \min} = \text{max} \frac{0.5 \cdot \tau_u; 0.4 \text{ MPa}}{f_e} = 0.002 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_t = \text{max}(\rho_{t \min}; \rho_{to}) \\ S_t = \frac{A_t}{b_0 \times \rho_t} \\ S_{t \max} = 40 \text{ cm} \\ S_t \leq S_{t \max} \end{array} \right.$$

➤ **Conclusion:**

✓ **Condition vérifiée.**

• **D'après l'RPA et le B.A.E.L.91 :**

$$S_t \leq \min(S_{t \max}; 30 \text{ cm}; S_t; \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \min(S_{t \max}^t; 40 \text{ cm}; S_t; \frac{h}{2}) \rightarrow \text{Zone courant}$$

**donc :**

$$S_t \leq \min(40 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 33.5 \text{ cm}; 22.5 \text{ cm}; 12 \times 24 \text{ cm}) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \min (40\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 33.5 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ) \rightarrow \text{Zone courant}$$

Alors :

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq 33.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

✓ **On adopte :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

Les armatures	Poutres secondaires		Poutres principales	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$A_u [cm^2]$	2.79	8.13	13.03	13.27
$A_{acc} [cm^2]$	2.83	5.56	9.57	9.50
$A_{min} [cm^2]$	2.93	2.93	2.93	2.93
A = max ( $A_u A_{acc}; A_{min}$ )	2.93	8.13	13.03	13.27
Choix des armatures	5T12	6T14	6T16+1T14	6T16+1T14
$A_{corr} [cm^2]$	5.50	9.24	13.60	13.60

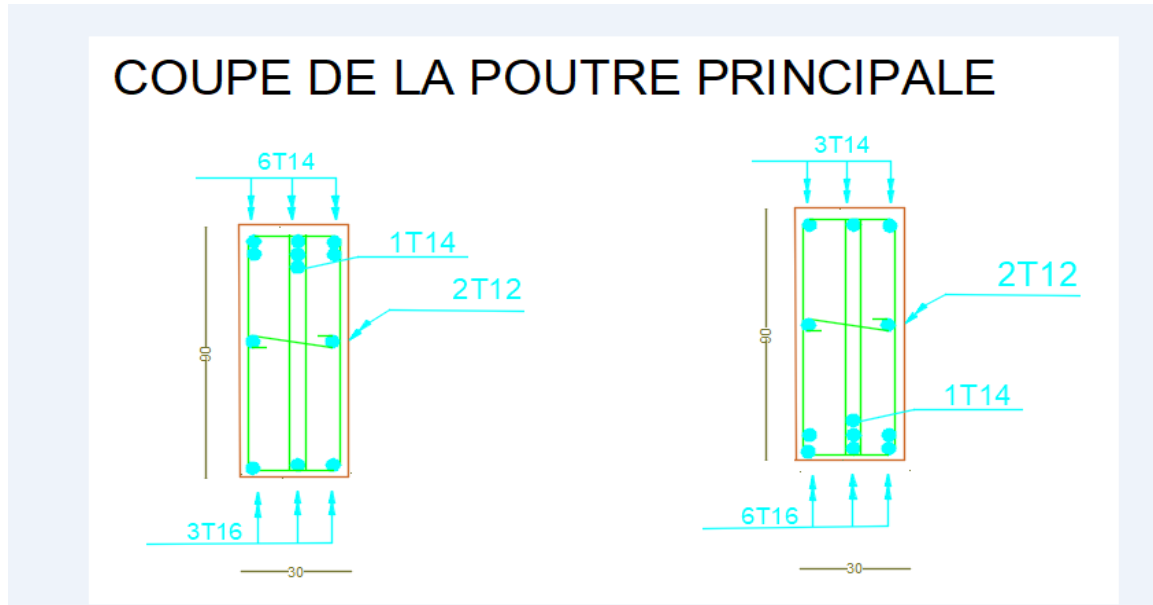


Fig : Ferrailage de poutre principale

### COUPE DE LA POUTRE SECONDAIRE

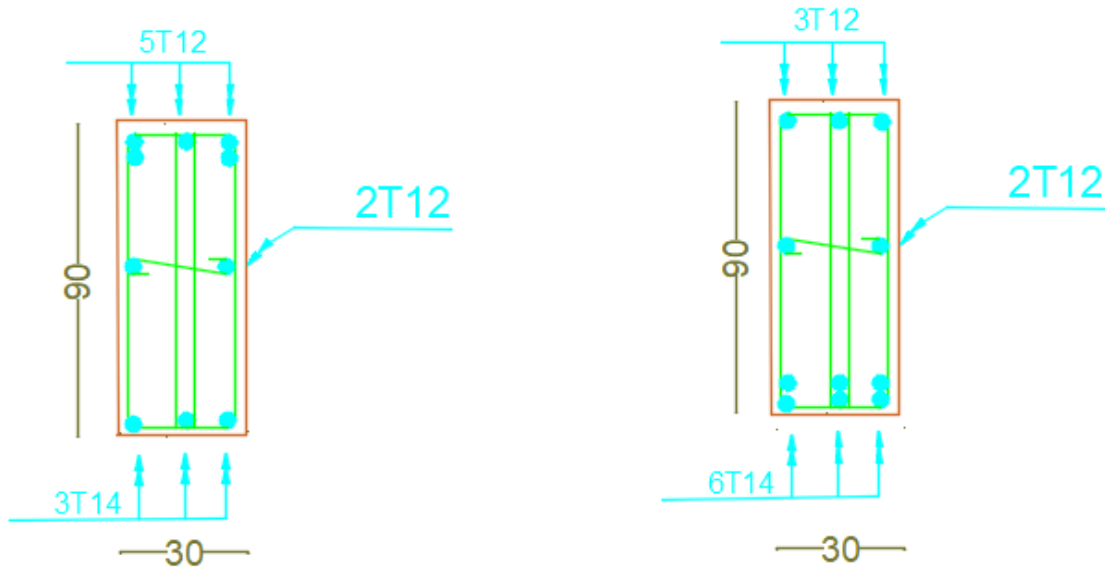
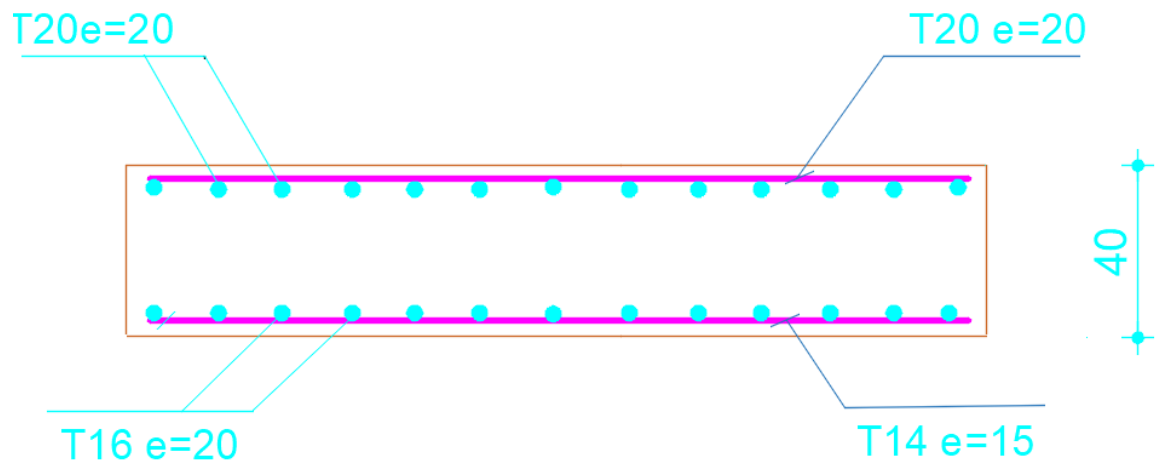


Fig : Ferrailage de poutre secondaire



**Fig :** Ferrailage de la dalle du radier

### Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique ;
- conception architecturale parasismique et
- mise en œuvre soignée de la construction.

### Bibliographie

#### Livres :

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »  
Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées; Édition - 5 novembre 1999.

[2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures  
Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.

[3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des  
Publications universitaires ALGER 1992.

#### Règlements :

«DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation » Edition office des publications  
universitaires ALGER 1989.

«DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 »  
Edition office des publications universitaires  
ALGER 1992.

« DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne  
RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

#### Logiciels de travail