

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم

University AbdelhamidIbnBadis – Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية والمعمارية

Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M...../GCA/2022

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière : Genie Civil**

**Spécialité : Structure**

*Thème*

**Etude d'un bâtiment en béton armé R+8 étages +  
entre-sol à usage mixte**

**Présenté par :**

-GHELMASSI Mohamed Kamel

- SNINAT Imene

*Soutenu le 12/ 07/ 2022 devant le jury composé de :*

**Présidente :** Mr. BELHOUARI Fethi

**Examineur:** Mr. BAHAR Sadek

**Encadrant :** Mr. SADKI Nizar

**Année Universitaire : 2021/2022**

## **REMERCIEMENTS**

Nous tenons en premier lieu à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années.

Nous remercions notre encadrant Mr. SADKI Nizar d'avoir accepté de nous guider durant la période de notre travail.

Nous adressons nos respectueux remerciements à tous les membres du jury.

Et aussi nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de Génie civil qui ont contribué à notre formation.

Enfin nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail dans des meilleures conditions.

## **Dédicaces**

Je dédie ce travail à mes très chers parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.

**A toute ma famille « GHELMASSI et HIBA »**

**A mon cher binôme Mlle.SNINAT IMENE.**

**A nos profs spécialement MR. SADKI et MR. BAHAR.**

**A mes amis spécialement BELKHIR SAID, MAARAF YACINE et MAIDI NEILA.**

Qui ont partagé avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail.

**A tous mes amis et collègues de la promotion 2021-2022.**

***GHELMASSI MOHAMED KAMEL***

Je dédie ce travail à mes très chers parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.

**A toute ma famille « SNINAT et TAOUI »**

**A mon cher binôme GHELMASSI MOHAMED KAMEL.**

**A nos profs spécialement MR.SADKI et MR.BAHAR.**

**A mes amis qui ont partagé avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail spécialement Mlle.MERSALI SABRINE et Mlle.MAIDI NEILA.**

**A tous mes amis et collègues de la promotion 2021-2022.**

***SNINAT IMENE***

## **Résumé :**

L'accroissement urbain des villes algériennes, fait que l'habitat à haute densité regagne majoritairement le parc immobilier, en effet, la demande accrue de la société en terme de logement sous ses différentes formes conduit les autorités locales à recourir à des aménagements en minimisant l'emprise au sol et en s'étalant en hauteur.

La démarche proposée dans le cadre de ce travail de fin d'étude repose sur la proposition d'un type de structure étalée en élévation, alors notre choix d'étude s'est porté sur un immeuble de R+8 avec un étage entre sol situé à Mostaganem qui est classée en zone II a selon le règlement parasismique Algérien, et cela nous amène à recourir à un système constructif qui n'est ou n'a peu été réalisé en Algérie.

Le but de ce travail est d'étudier par le biais de modélisation numérique menée par un logiciel de calcul ,pour étudier le comportement de ce bâtiment composé en voiles porteurs. Cette étape est précédée systématiquement par un pré dimensionnement du système constitutif et d'une étude des éléments non structuraux.

A l'issue des résultats de la simulation ; un ferrailage des éléments structuraux et des fondations sera proposé et pour terminer une étude économique et un planning des travaux seront établis permettant ainsi d'estimer le coût de ce projet.

Enfin, ce mémoire vise à prouver que ce type de structure est adapter pour les villes de moyennes sismicités avec une estimation avantageuse en termes de réalisation et en temps.

**Mots-clés :** Bâtiment, séisme, modélisation ; béton armé , ferrailage.

**Abstract:**

The urban growth of the Algerian cities, makes that the habitat with high density regains the majority of the housing stock, indeed, the increased demand of the society in terms of housing in its various forms leads the local authorities to resort to installations by minimizing the grip on the ground and spread out in height.

The approach proposed in the context of this end-of-study work is based on the proposal of a type of structure spread out in elevation, so our choice of study fell on a building of R+8 located in Mostaganem which is classified in zone II according to the Algerian parasismic regulations, and this leads us to use a construction system which is or has not been carried out in Algeria.

The purpose of this work is to study through numerical modeling carried out by a calculation's software, to study the behavior of this building composed of load-bearing walls. This step is systematically preceded by a pre-sizing of the constituent system and a study of the non- structural elements.

At the end of the simulation results; reinforcement of the structural elements and the foundations will be proposed and to complete an economic study and a work schedule will be established, thus making it possible to estimate the cost of this project.

Finally, this thesis aims to prove that this type of structure is suitable for cities with medium seismicity with an advantageous estimate in terms of construction and time.

**Keywords:** Building, earthquake, modelling; reinforced concrete, reinforcement.

## المخلص:

إن النمو العمراني للمدن الجزائرية ، يجعل الموائل ذات الكثافة السكانية العالية تستعيد غالبية المخزون السكني ، بل إن الطلب المتزايد من المجتمع على الإسكان بأشكاله المختلفة يدفع السلطات المحلية إلى اللجوء إلى المنشآت من خلال تقليل السيطرة على الأرض وتنتشر في الارتفاع. يعتمد النهج المقترح في سياق عمل نهاية الدراسة هذا على اقتراح نوع الهيكل المنتشر في الارتفاع ، لذلك وقع أوفقا للوائح الطفيلية الجزائرية ، وهذا يقودنا إلى II يقع في مستغانم والذي تم تصنيفه في المنطقة R + 8 اختيارنا للدراسة على مبنى استخدام نظام إنشائي تم أو لم يتم تنفيذه في الجزائر. الغرض من هذا العمل هو الدراسة من خلال النمذجة العددية التي يتم تنفيذها بواسطة برنامج حسابي ، لدراسة سلوك هذا المبنى المكون من أشرعة حاملة. هذه الخطوة مسبقة بشكل منهجي بالتحجيم المسبق للنظام المكون ودراسة العناصر غير الهيكلية. في نهاية نتائج المحاكاة ؛ سيتم اقتراح تعزيز العناصر الهيكلية والأسس وإتمام الدراسة الاقتصادية ووضع جدول عمل ، مما يجعل من الممكن تقدير تكلفة هذا المشروع. أخيرًا ، تهدف هذه الأطروحة إلى إثبات أن هذا النوع من الهياكل مناسب للمدن ذات الزلازل المتوسطة مع تقدير مفيد من حيث البناء والوقت.

**الكلمات المفتاحية:** بناء ، زلزال ، نمذجة ؛ المسلحةوالخرسانة والتعزيز

## Liste des notations:

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q, P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
Qu	Chargement ultime
Qs	Chargement de service
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de flexion en travée
Ma	Moment de flexion en appui
Md	Moment en appui droite
Mg	Moment en appui gauche
N	Effort normal
Td	Effort tranchant à droite du point considéré
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
$f_{t28}$	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E <sub>ij</sub>	Module de déformation longitudinale instantané
E <sub>vj</sub>	Module de déformation longitudinale différée
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité pour l'acier
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments

$h_0$	Hauteur de la table de compression
$\sigma_b$	Contrainte de calcul dans le béton
$\sigma_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
$\sigma_s$	Contrainte de calcul dans l'acier
$\sigma_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
$r_u$	Contrainte tangentielle de calcul
$r_u$	Contrainte tangentielle limite
$\varnothing_t$	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
Au	Armatures calculées à l'ELUR
As	Armatures calculées à ELS
A	Armatures en appuis
At	Armatures en travées
I <sub>xx</sub>	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I <sub>yy</sub>	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M <sub>zz</sub>	Inertie massique
L <sub>f</sub>	Longueur de flambement
Br	Section réduite
L <sub>x</sub>	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L <sub>y</sub>	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I <sub>0</sub>	Moment d'inertie de la section homogène
I <sub>f</sub>	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
$\Delta f_t$	Flèche total
$\rho$	Rapport entre deux dimensions $\rho=(LLLLY)$

## Liste des tableaux

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie .....	08
Tableau II.1 : Charge et combinaison des charges .....	16
Tableau II.2 : Les sections des poutres .....	18
Tableau II.3 : Récapitulatif des charges .....	19
Tableau II.4 : Pré-dimensionnement des poteaux .....	25
Tableau III.1 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon	47
Tableau IV.1 : Evaluation des charges .....	62
Tableau IV.2 : Méthode utilisé pour la détermination des sollicitations.....	63
Tableau IV.3 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles .....	70
Tableau IV.4 : Les valeurs des efforts maximums .....	70
Tableau IV.5 : Tableau de ferrailage de la poutrelle .....	81
Tableau IV.6 : Moments fléchissant des différents panneaux dalles constituants(RDC)	87
Tableau V.1 : Période et facteur et participation massique .....	100
Tableau V.2 : Valeurs des pénalités $p_q$ .....	105
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher..	105
Tableau V.4 : Vérification de l'effort .....	106
Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchant.....	109
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutre principale .....	115
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutre secondaire.....	116
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutre principal & secondaire	117
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, effort normal et effort T	123
Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif des ferrailages de poteaux .....	131
Tableau VI.7 : Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles verticales.....	138
Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles verticales ELS.....	140

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des ferraillements des voiles horizontales.....	141
Tableau VI.10 : Tableau récapitulatif des ferraillements des voiles horizontales ELS...	143
Tableau VII.1 :Dimension des poutres .....	152
Tableau VII.2:Tableau récapitulatif des sollicitations maximum en appuis et travées	156
Tableau VII.3 :Tableau des moments et choix des armatures .....	164
Tableau VII.4 : Ferrailage des nervures(Libages).....	169

### **Liste des figures**

Figure I.1 :Coupe transversale du mur extérieur.....	03
Figure I.2 :Diagramme parabole rectangle (béton).....	05
Figure I.3 :Diagramme contraintes-déformation du calcul de béton à(ELS).....	06
Figure I.4 :Diagramme contrainte-déformation pour les aciers.....	07
Figure II.1 :Dalle à corps creux.....	10
Figure II.2 :Dimension des poutrelles .....	12
Figure II.3 :Section d'une poutre.....	17
Figure II.4 :Schéma représentatif d'un étage courant.....	20
Figure II.5 :Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	22
Figure II.6 :Coupe en élévation d'un voile.....	26
Figure III.1 :Schéma d'un escalier .....	28
Figure III.2 :Schéma statiques des escaliers.....	30
Figures III.3 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	32
Figure III.4 :Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	33
Figure III.5 :Ferrailage des escaliers .....	38
Figure III.6 :Schéma statique (ELU).....	39
Figure III.7 :Diagramme de moment fléchissant à l'ELU.....	40
Figure III.8 :Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	40

Figure III.9 :Schéma statique de poutre palière (ELS).....	44
Figure III.10 :Ferrailage poutre palière.....	46
Figure III.11 :Schéma statique du balcon .....	46
Figure III.12 : Coupe du balcon .....	47
Figure III.13 :Section de calcul .....	48
Figure III.14 :Ferrailage de balcon.....	50
Figure III.15 :Schéma statique et dimensions d'acrotère.....	51
Figure III.16 :Section de calcul .....	52
Figure III.17 :Position du point d'application de l'effort normal $N_u$ .....	52
Figure III.18 :Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	57
Figure IV.1 :Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	58
Figure IV.2 :Schéma réel d'un plancher à corps creux .....	59
Figure IV.3 : Dimensions des poutrelles .....	59
Figure IV.4 : Schéma d'une poutrelles .....	60
Figure IV.5 : Section de calcul de poutrelle en travée .....	71
Figure IV.6 : Section de calcul de poutrelle en appuis.....	73
Figure IV.7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	76
Figure IV.8 : Enrobage.....	84
Figure V.1 : Interface de la structure.....	99
Figure VI.1 : Schéma d'une section de calcul en travées.....	110
Figure VI.2 : Section de calcul en appuis .....	111
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	115
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	116
Figure VI.5 : Directions des moments et effort normal dans un poteau.....	118
Figure VI.6 : La zone nodale .....	119
Figure VI.7 : Espacement entre les armatures longitudinale.....	120
Figure VI.8 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	122

Figure VI.9 : Section carré compression ELU.....	124
Figure VI.10 : Ferrailage de poteau(50× 50).....	131
Figure VI.11 : Ferrailage de poteau(45× 45).....	132
Figure VI.12 : Ferrailage de poteau(40× 40).....	132
Figure VI.13 : Ferrailage de poteau(35× 35).....	132
Figure VI.14 : Disposition des voiles périphérique .....	133
Figure VI.15 : Disposition des voiles contreventement.....	134
Figure VI.16 : Les sollicitations de calcul d'un voile.....	135
Figure VI.17 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	136
Figure VI.18 : Voile le plus sollicité.....	137
Figure VI.19 : Section de calcul suivant l'axe x-x.....	139
Figure VI.20 : Section de calcul suivant l'axe y-y.....	142
Figure VII.1 :Semelle isolé .....	145
Figure VII.2 :Schéma du radier général .....	147
Figure VII.3 :Radier .....	148
Figure VII.4 :Dimension du radier .....	150
Figure VII.5:Dimension de la nervure .....	152
Figure VII.6 :Schéma des contraintes du sol .....	154
Figure VII.7 :Cartographie radier ELU .....	154
Figure VII.8 :Cartographie radier ACC .....	155
Figure VII 9 :Cartographie radier ELS.....	156
Figure VII 10 :Enrobage .....	157
Figure VII 11 :Section de calcul dans le sens x-x et y-y .....	158
Fig. VII.12.schéma statique du débord.....	168
Fig. VII.13.Schéma statique de calcul .....	168

# Table des matières :

Remercîment	
Dédicace	
Résumé	
Abstract	
Liste des notations	
Liste des figures	
Liste des tableaux	

## Introduction générale

### Chapitre I :Introduction et présentation du projet

I.1-Introduction .....	01
I.2-Présentation du projet .....	01
I.3-Caractéristique géométrique du bâtiment .....	01
I.4-Caractéristique technique du bâtiment.....	02
I.5-Caractéristique mécanique.....	03
I.6-Hypothèse de calcul et combinaisons d'actions .....	08
I.7-Caractéristique géométrique du sol.....	09
I.8-Codes et normes .....	09

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1-Introduction .....	10
II.2-Les planchers .....	10
II.3-Descente de charge .....	14
II.4-Les poutres .....	16
II .5-Loi de dégression des charges en du nombre d'étages.....	18

II. 6-Pré-dimensionnement des voiles.....	26
---	----

### **Chapitre III : Etudes des Eléments non structuraux**

III.1-Calcul des escaliers .....	28
III.2-Pré-dimensionnement .....	28
III.3-Ferraillage .....	32
III.4-Calcul de la poutre palière .....	38
III.5-Etude des balcons .....	46
III.6-Calcul du ferraillage .....	48
III.7-Etude de l'acrotère .....	51
III.8- Calcul du ferraillage.....	51

### **Chapitre IV : Etudes des Planchers**

IV.1-Introduction.....	58
IV.2-Plancher corps creux .....	58
IV.3-Ferraillage de la dalle de compression .....	61
IV.4-Etude des poutrelles .....	61
IV.5-Méthode de calcul .....	63
IV.6-Application de la méthode Caquot .....	63
IV.7-Ferraillage des poutrelles .....	71
IV.8-Calcul des armatures transversales .....	75
IV.9-Vérification de la flèche .....	77
IV.10-Dalle pleine .....	82
IV.11-Etape de calcul .....	83
IV.12-Calcul des moments fléchissant.....	85
IV.13-Ferraillage de plancher R.D.C .....	87
IV.14-Vérification de l'effort tranchant .....	93
IV.15-Vérification de la flèche .....	94

IV.16-Conclusion .....	94
------------------------	----

## **Chapitre V : Etude Sismique**

V.1-Introduction .....	95
V.2-Etude dynamique .....	95
V.3-Etude sismique .....	95
V.4-Méthode de calcul .....	95
V.5-Interprétation des résultats .....	101
V.6-Calcul et vérifications des déplacement .....	104

## **Chapitre VI : Etude des portiques**

VI.1-Introduction .....	107
VI.2-Définition .....	107
VI.3-Ferraillage des portiques .....	107
VI.4-Ferraillage des poutres .....	108
VI.5-Calcul des armatures transversales .....	112
VI.6-Ferraillage des poteaux .....	117
VI.7-Etude des voiles .....	133
VI.8-Introduction .....	133
VI.9-Ferraillage des voiles de contreventement.....	134
VI.10-Armatures verticales .....	135
VI.11-Les armatures horizontales.....	136
VI.12-Ferraillage des trumeaux .....	137

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

VII.1-Etude des fondations .....	145
VII.2- Pré-dimensionnement du radier .....	147
VII.3- Pré-dimensionnement des poutres .....	151
VII.4-Détermination de la sollicitations.....	152
VII.5-Ferraillage du radier.....	156
VIII.6. Ferraillage du débordement.....	165
VII.7.-Ferraillage des nervures.....	168

### **Conclusion**

## **Introduction Générale**

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation. Pour ce faire nous allons répartir le travail en sept chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste de la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre consiste à l'étude de plancher
- Le quatrième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux est l'objet du sixième chapitre.
- Le septième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

# **Chapitre I**

---

## Introduction & Présentation du projet

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

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera un logiciel de calcul pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

## **I.2-Présentation du projet :**

Le bâtiment sujet de cette étude est un bâtiment de 32 logements plus 14 locaux en béton armé. Il est composé, d'un entre-sol (12 locaux commerciaux), RDC (2 locaux commerciaux) et les 8 étages sont à usage d'habitation.

Ce projet est situé à KHAROUBA, wilaya de MOSTAGANEM, cette région est classée comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) et de groupe d'usage 2 selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

## **I.3-Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

### **Dimensions en élévation:**

- Hauteur totale du bâtiment... H=24,08m
- Hauteur d'entre-sol .....H=4,45m
- Hauteur de RDC... H=3,06m
- Hauteur d'étage courant .....H=3,06m

### **Dimensions en plans:**

- Longueur totale.....L=27,70m
- Largueur totale.....L=23,40m

## **I.4- Caractéristiques techniques du bâtiment :**

### **Ossature:**

La structure que l'on propose correspond à une solution traditionnelle en béton armé par un système des voiles porteurs, et tous les éléments du bâtiment coulé sur place, en assurant ainsi le monolithisme entre eux.

### **Planchers:**

On adopte deux types des planchers :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

### **Balcons :**

Les balcons sont représentés par une forme non rectangulaire et ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.

### **Escaliers :**

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier et ce dernier est un escalier à pailasse porteuse.

### **Acrotère:**

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité au niveau de la terrasse. Le bâtiment est entouré d'un conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

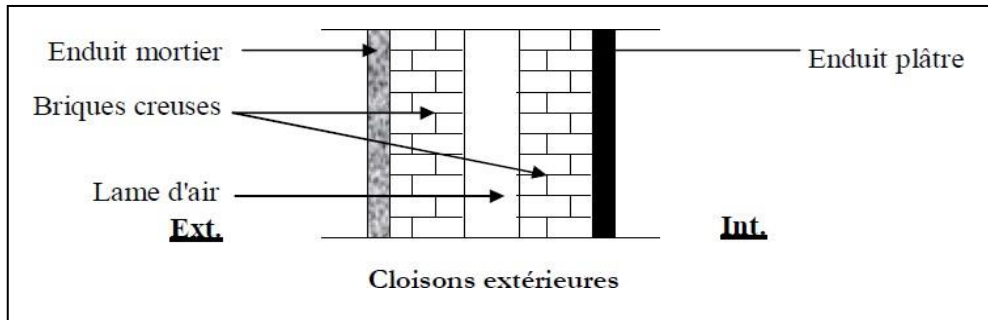
### **Murs extérieurs :**

Ils seront composés en double parois

- Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm.
- L'âme d'air d'épaisseur 5 cm qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique.
- Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

### **Murs intérieurs :**

Seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10 cm, les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.



**Fig. I.1: Coupe transversale du mur extérieur. (\*)**

## **I. 5-Caractéristiques mécaniques :**

### **Béton:**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, le gravier le sable, les liants et l'eau.

Grâce à l'action du ciment, le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance à l'agent agressif, eau de mer, acides, etc.
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le module qui lui est offert sans ségrégation.
- On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

**Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage**

### **Dosage du béton:**

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL, et tous les règlements applicables en Algérie

- Ciment utilisé  $\longrightarrow$  CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg /m<sup>3</sup>)
- Sable  $\longrightarrow$  400 litres /m<sup>3</sup>
- Gravier  $\longrightarrow$  800 litres /m<sup>3</sup>
- L'eau de gâchage  $\longrightarrow$  175 litres / m<sup>3</sup>

**Résistance à la compression:**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à 28 jours.

$f_{c28}=25\text{MPa}$  (béton à usage courant)

**Résistance à la traction:**

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

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

**Module de déformation longitudinale du béton:**

**Le module de déformation longitudinale instantanée :**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

**Le module de déformation longitudinale différée :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on utilisera le module différé pour des chargements de longue durée, qui est donné par la formule :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**Coefficient de poisson: (Art A-2.1.3 BAEL91).**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

- $\nu=0 \Rightarrow$  états limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu= 0,2 \Rightarrow$  états limites de service (béton non fissuré).

### Contraintes limites:

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

#### ELU :

#### La contrainte ultime du béton:

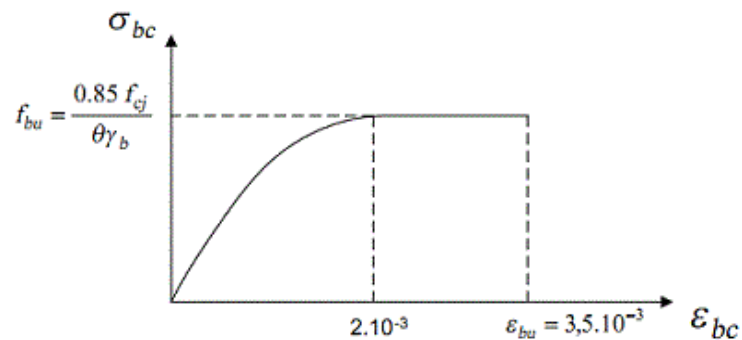


Fig. I.2 : Diagramme parabolique-rectangle (béton). (\*)

#### Avec :

$\gamma_b=1,15$  en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b=1,50$  en cas de situation durable ou transitoire.

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta=0,85$  si la durée d'application des actions est inférieure à 24h.

$f_{c28}=25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

#### La contrainte ultime du béton en cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau \leq \bar{\tau}$

- $\bar{\tau} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$  ; si la fissuration est non préjudiciable.
- $\bar{\tau} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$  ; si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

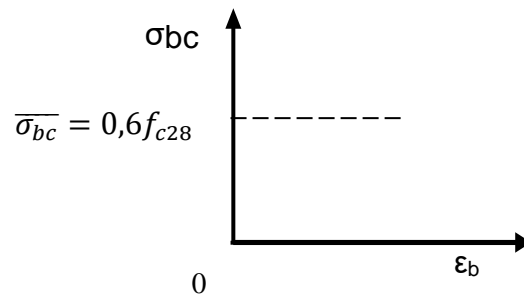
#### ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles.

On suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte la loi de **Hooke** pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charge de longue durée  $E_b=E_v$  et

$$\nu=0,2$$

$$\sigma_b = 0,60 \cdot f_{c28} = 15,00 \text{MPa}$$



**Fig. I.3: Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)**

### Acier:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

### Caractéristiques de l'acier:

- **Le module de déformation longitudinal de l'acier: (C.B.A 93)**

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa} = 2 \times 10^6 \text{bars.}$$

- **Contraintes limites**

### Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ )-déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini ci-après :

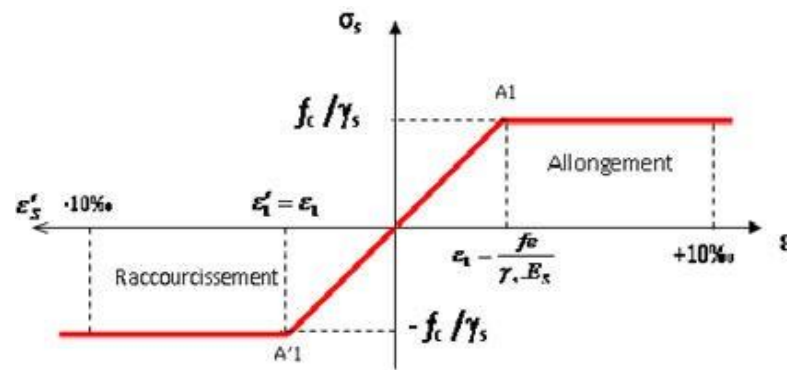


Fig. I.4: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers. (\*)

### Etat limite de service (E.L.S) :(CBA93)

#### Fissuration peu nuisible:

L'élément situé dans un endroit closetcouvert  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$

#### Fissuration préjudiciable:

L'élément exposé aux intempéries  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \times ftj}\right)$

#### Fissuration très préjudiciable:

L'élément exposé à un milieu agressif  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{n \times ftj}\right)$

#### Avec :

- $\eta$ : Coefficient de fissuration.
- $\eta=1$  pour les aciers ronds lisses.
- $\eta=1,6$  pour les aciers à haute adhérence.
- $\sigma_{set} ft28$ (en MPa).

#### Coefficient de scellement $\Psi$ : (Art A-6.1.21 BAEL91)

- $\Psi_s$ : Coefficient de scellement.
- $\Psi_s=1$  : Pour les ronds lisses
- $\Psi_s=1,5$  : Pour les hautes adhérences
-

**Les aciers utilisés:**

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité	Diamètres nominaux normalisés en (mm)	utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales cadres ; épingles ; des poutres ; des poteaux
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-18-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés(TS)	FeE235	500	$\emptyset \leq 6$ mm	Emplois courants pour : radiers, voiles, planchers et dalles

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

**I.6-Hypothèses de calcul et combinaisons d'actions :**

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies

ci- après :

**Etat limite ultime:**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

Pour les situations durables  $\Rightarrow 1,35 G + 1,5Q$ .

Pour les situations accidentelles « séisme, choc...»

- $G+Q+E$
- $0,8G+E$

**Etat limite de service:**

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$

**Avec :**

**G** : charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation.

**E** : effort de séisme.

### **I. 7-Caractéristiques géotechniques du sol:**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zoneIIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré très meuble(S4).
- La contrainte admissible du sol est = 2bars.

### **I. 8-Codes et normes:**

L'étude cet ouvrage est effectué conformément aux règlements ci-après

- Codes applicables à la conception parasismique du Béton Armé(BA).
- Règles parasismiques Algérienne **RPA99/2003**.
- Travaux de conception, et d'exécution en Béton Armé (B.A). Règles**CBA93**.
- Charges permanentes et charges variables, **DTRB.C.2.2**.
- Règles**BAEL91**.

## **Chapitre II**

---

### Prédimensionnement des éléments structuraux

### II .1-Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants.

Il doit respecter le **RPA99 (version 2003)** ainsi que le règle **CBA93**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II .2- Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; il sépare les différents niveaux d'un bâtiment et a deux fonctions principales, l'une de résister car ils supportent la totalité des charges permanentes et d'exploitation ; et l'autre d'isolation en isolant thermiquement et acoustiquement les différents étages.

#### Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux), ce dernier ils utilisent un coffrage perdu, qui sont économique et présente une bonne isolation thermique et acoustique.

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux.

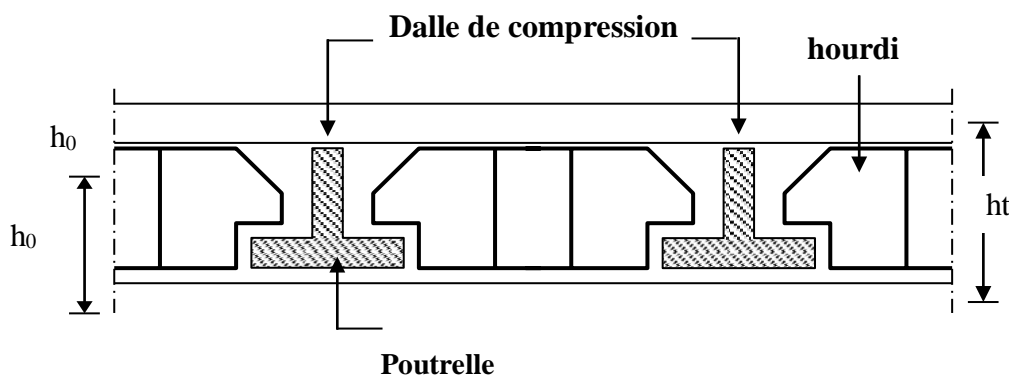


Fig. II.1 :Dalle à corps creux

**Avec :**

- $h_t$  : épaisseur total du plancher.
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.
- $h_1$  : épaisseur de corps creux.

L'épaisseur  $h_t$  est obtenue par la formule empirique suivante qui limite la flèche (**BAEL91**) :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

**Avec :**

$L$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

$$\frac{480}{25} \leq ht \leq \frac{480}{20}$$

$$19,2\text{cm} \leq ht \leq 24\text{cm}$$

$$L = 480\text{cm}$$

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

**Poutrelles:**

Les poutrelles sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche. La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en (T).

D'après les règles « **BAEL91** », la largeur de la dalle de compression est calculée à partir de la plus petite valeur obtenue des formules suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L}{10}$
- $b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$
- $b \leq 2b_1 + b_0$

**Avec :**

$L_n$  est la distance entre axes de nervures ( $L_n = 60$  cm (**DTR-B.C.2.2**)),  $L$  est la portée entre axe d'appuis ( $L = 440$ cm),  $h_0$  est la hauteur de la nervure et  $b_0$  est l'épaisseur de la nervure.

$$0,3d \leq b_0 \leq 0,5d$$

$$d = 0,9h_t.$$

$$0,3 \times 0,9 \times 20 \leq b_0 \leq 0,5 \times 0,9 \times 20$$

$$5,4 \text{ cm} \leq b_0 \leq 9,00 \text{ cm.}$$

On prendra une épaisseur de 8 cm.

Posons que l'hourdis est de bonne qualité on prendra  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \frac{445}{10} = 44 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times 25 + 12 = 62 \text{ cm}$$

On prend alors  $b_1 = 25 \text{ cm}$ , et la largeur  $b$  est égale à 60 cm ( $b = 2 \times 25 + 12 = 62 \text{ cm}$ ).

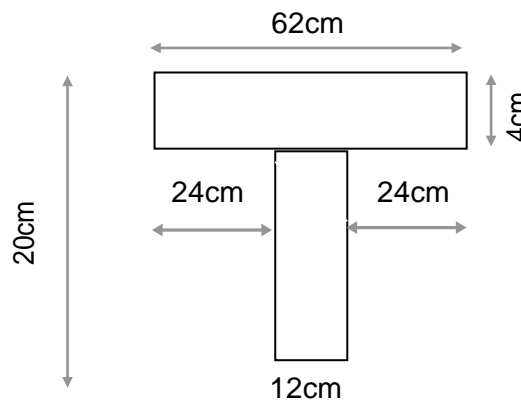


Fig. II.2: Dimension des poutrelles

### Plancher dalle pleine:

Dans notre bâtiment les balcons sont en dalle pleine mince. L'épaisseur de la dalle pleine mince dépend aussi bien des conditions d'utilisation (résistance au feu et isolation phonique) que des vérifications de résistance.

### Résistance à la flexion (BAEL):

- Dalle porte suivant un seul sens  $\Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$

- Dalle porte suivant deux directions =>  $0,4 \leq \rho \leq 1$

Avec :

$L_x$ = La plus petite dimension de la dalle.

$L_y$ = La plus grande dimension de la dalle.

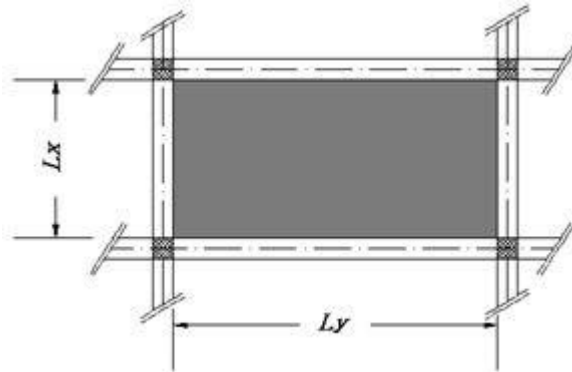


Fig. II.3:Dimensions d'un panneau de dalle

**Vérification si la dalle porte dans un seul sens:**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{295}{450} = 0,65 \Rightarrow \text{La dalle porte dans 2 directions}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée  $L_x = 2,95\text{m}$ .

On aura donc :  $(295/50) \text{ m} \leq e \leq (295/40) \text{ m}$

Soit :  $5,9 \text{ cm} \leq e \leq 7,38 \text{ cm} \rightarrow$  donc : On prend  **$e = 10\text{cm}$**

**Condition d'isolation acoustique:**

- Contre les bruits aériens ;  $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$  ;
- Contre les bruits impacts ;  $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

**Résistance au feu:**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de feu.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

- $e = 11$  cm pour deux heures de feu.
- $e = 17,5$  cm pour quatre heures de feu.

On adopte :  $e = 15$  cm

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine  $e = 15$ cm non seulement pour des raisons de résistance mais surtout des raisons d'isolation phonique.

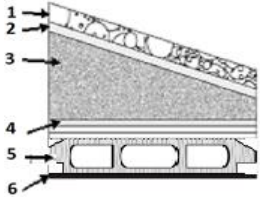
### II. 3-Descente de charge (DTR B.C.2.2-7.2.4):

La descente de charge est pour déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les différentes charges sont en général :

- Les charges permanentes(G).
- Les charges d'exploitation ou surcharge(Q).

#### Plancher terrasse inaccessible:

N°	Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Protection gravillon	17	0,05	0,85	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,08	1,76	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,75	
6	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
Charge permanent G				5,78	(KN/m <sup>2</sup> )
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m <sup>2</sup> )

#### Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,78 + 1,5 \times 10 = 9,30 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 5,78 + 1 = 6,78 \text{ KN/m}^2$$

Plancher étage courant :

N°	Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Carrelages	/	/	0,20	
2	Mortier de pose	20	0,01	0,20	
3	Lit de sable	17	0,03	0,51	
4	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,75	
5	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
6	Cloisons intérieures	/	/	0,75	
Charge permanent G				4,51	(KN/m <sup>2</sup> )
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m <sup>2</sup> )

Combinaison fondamentale :

ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4,51 + 1,5 \times 1,5 = 8,34 \text{KN/m}^2$

ELS:  $q_s = G + Q = 4,51 + 1,5 = 6,01 \text{KN/m}^2$

Plancher dalle pleine :

N°	Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Carrelages	/	/	0,2	
2	Mortier de pose	20	0,01	0,20	
4	Lit de sable	17	0,03	0,51	
	Dalle pleine	25	0,15	3,75	
5	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
	Cloisons intérieures	/	/	0,75	
Charge permanent G				5,51	(KN/m <sup>2</sup> )
Charge d'exploitation Q				2,5	(KN/m <sup>2</sup> )

Les charges d'exploitations :

Equipement de commerces... ..... Q=2,50KN/m<sup>2</sup>

Combinaison fondamentale :

ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,51 + 1,5 \times 2,5 = 11,19 \text{KN/m}^2$

ELS:  $q_s = G + Q = 5,51 + 2,5 = 8,01 \text{KN/m}^2$

Charges Etages	Destination	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	ELU (KN/m <sup>2</sup> )	ELS (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	Terrasse Inaccessible	5,78	1	9,30	6,78
1 <sup>er</sup> à 8 <sup>ème</sup> étage	Habitation	4,51	1,5	8,34	6,01
RDC	Commerce + habitation	5,51	2,5	1,19	8,01
Entresol	Commerce	5,51	2,5	11,19	8,01

**Tableau. II.1: Charges et combinaisons des charges.**

### II .4-Les poutres :

En construction, il existe plusieurs types de poutres qui sont des éléments structuraux qui servent à transmettre les charges verticales et horizontales aux poteaux, et assurent par le chaînage entre les poteaux la stabilité de l'ouvrage.

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

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

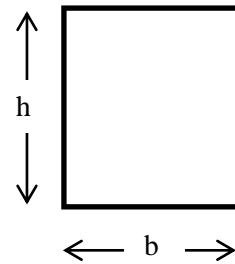
Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 7.5.1 du **RPA 99**(version 2003).

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

Avec :

$h$  : la hauteur de la poutre

$b$  : la largeur de la poutre



**Fig. II.4: section d'une poutre.**

**Poutres principales:**

$$L_{y \max} = 4,45\text{m} = 445\text{cm} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

$\Rightarrow h = 40\text{cm}.$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow b = 30\text{cm}$

Donc : la section de la poutre principale est de dimensions  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

**Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

- $b=30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée
- $h=40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée
- $h/b=1,33 < 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

**Poutres secondaires:**

$$L_{x \max} = 4,6\text{m} = 460\text{cm} \Rightarrow \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29,6\text{cm} \leq h \leq 44,5\text{cm}$$

$\Rightarrow h = 35\text{cm}.$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow b = 30\text{cm}$

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimensions  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

**Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

- $b=30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée
- $h=35\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée
- $h/b=1,16 < 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Type de poutres	Section adoptée (b× h) (cm <sup>2</sup> )
Principales	(30 × 40)
Secondaires	(30 × 35)

Tableau. II.2: Les sections des poutres.

### Poteaux :

Les dimensions de poteau doivent satisfaire aux trois conditions suivantes :

- condition de résistance.
- condition de stabilité.
- condition imposée par le RPA.

### II .5-Loi de dégression des charges en nombre d'étages:

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié. Puisque les surcharges d'exploitations des planchers des étages courants sont identiques  $Q=1,5\text{kg/m}^2$ . On adopte la dégression suivante :

Pour la charge d'exploitation:

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur l'étage 08 du bâtiment.

$Q_0, Q_2, \dots, Q_{n-1}, Q_n$  les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1, n à partir du sommet du bâtiment.

#### Application de la loi de dégression:

Terrasse  $Q_0=1\text{ KN/m}^2$

7<sup>ème</sup> étage  $Q_1+Q_0=1,5+1=2,5\text{KN/m}^2$

6<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0,95\times 2\times Q=1+0,95(2\times 1,5)=3,85\text{KN/m}^2$

5<sup>ème</sup> étage  $Q_0+0,90\times 3\times Q=1+0,90(3\times 1,5)=5,05\text{KN/m}^2$

4<sup>ème</sup> étage .....  $Q_0+0,85\times 4\times Q=1+0,85(4\times 1,5)=6,10\text{KN/m}^2$

3<sup>ème</sup> étage .....  $Q_0+0,80\times 5\times Q=1+0,8(5\times 1,5)=7\text{KN/m}^2$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

$$2^{\text{ème}} \text{ étage} \dots\dots\dots Q_0 + 0,75 \times 6 \times Q = 1 + 0,75(6 \times 1,5) = 7,75 \text{KN/m}^2$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage} \quad Q_0 + 0,71 \times 7 \times Q = 1 + 0,71(7 \times 1,5) = 8,45 \text{KN/m}^2$$

$$\text{RDC} \quad Q_0 + 0,69 \times 7 \times Q + Q_1 = 1 + 0,69(7 \times 1,5 + 2,5) = 10,75 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Entresol} \dots\dots\dots Q_0 + 0,65 \times 7 \times Q + 2Q_1 = 1 + 0,65(7 \times 1,5 + 5) = 13,24 \text{KN/m}^2$$

Avec :  $Q_1$  = charge d'exploitation d'équipements de commerce.

Charge Plancher	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )
Sous Terrasse	5,78	1
Sous 8 <sup>°</sup> Etage	10,29	2,50
Sous 7 <sup>°</sup> Etage	14,8	3,85
Sous 6 <sup>°</sup> Etage	19,31	5,05
Sous 5 <sup>°</sup> Etage	23,82	6,10
Sous 4 <sup>°</sup> Etage	28,33	7
Sous 3 <sup>°</sup> Etage	32,84	7,75
Sous 2 <sup>°</sup> Etage	37,35	8,45
Sous 1 <sup>°</sup> Etage	42,86	10,75
Sous RDC	48,37	13,24

**Tableau II.3: récapitulatif des charges.**

**Les conditions imposées par le RPA (version 2003) :**

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Pour la zone IIa: 
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{H_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

$H_e$  : la hauteur libre de l'étage.

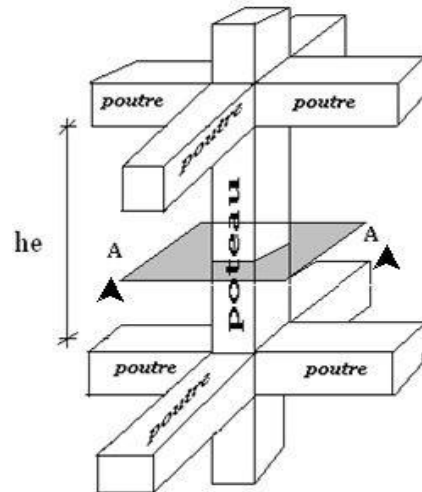
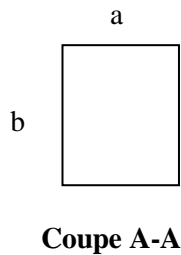


Fig. II.5:schéma représentatif d'un étage courant.

D'après les règles BAEL 91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est

$$N_{rés.th} \leq Br \cdot f_{bc} + A \cdot \sigma_s$$

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

$$Br = (a - 2) (b - 2).$$

La résistance du béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$

$$\text{Contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

L'effort normal résistant ultime :

$$Nu = \alpha \left[ \frac{Br \times fc_{28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1,5$ .

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s = 1,15$ .

$f_e$  : nuance de l'acier  $f_e = 400$  MPa.

$A$  : section d'armature longitudinale.

$\alpha$  : coefficient dépend de l'élançement.

La formule générale suivant donne:

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[ \frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left( \frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$\text{On prend : } \frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$$

Suivant les règles BAEL 91 : pour un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$ .

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité :

$$Br \geq \frac{1,2Nu}{\left[ \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \left( \frac{1}{100} \right) \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,0064Nu$$

$$Br \geq 0,0064Nu$$

On peut tirer «a» et «b» sachant que :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \text{ cm}^2$$

D'après le critère de résistance on a :

$$Pu = 1,35 \times Ng + 1,5 \times Nq$$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

$N_g$  : 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 dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on va prendre :  $a = b$

### Condition de flambement :

$$\text{Soit } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b \text{ (BAEL91/B.8.4.1)}$$

**Avec :**

$L_f$  : la longueur de flambement.

$i$  : le rayon de la giration de la section de béton.

$I$  : Le moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

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

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

$$L_f = 0,7L_0$$

$L_0$  : longueur libre de poteau.

### Exemple de calcul : 7<sup>ème</sup> étage

#### La surface afférente de plancher :

$$S_{aff} = \left( \frac{4,5}{2} + \frac{3,35}{2} - 0,3 \right) \left( \frac{2,95}{2} + \frac{3,3}{2} - 0,3 \right)$$

$$S_{aff} = 10,24 \text{ m}^2$$

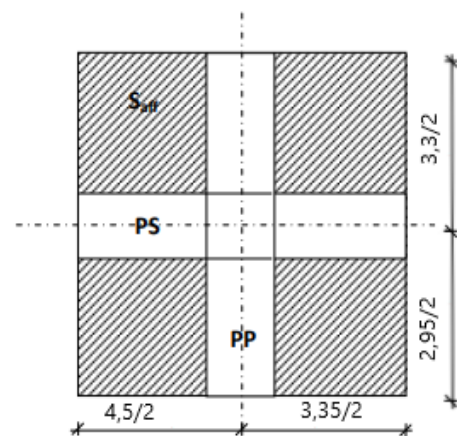


Fig. II.6: surface afférente du poteau le plus sollicité.

#### Longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff(pp)} = \frac{2,95 + 3,3}{2} - 0,3 = 2,83 \text{ m}$$

**Longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$L_{\text{aff(ps)}} = \frac{4,5 + 3,35}{2} - 0,3 = 3,63 \text{ m}$$

**Poids propre des poutres principales :**

$$P_p = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,83 = 8,49 \text{ KN}$$

**Poids propre des poutres secondaires :**

$$P_s = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,63 = 9,53 \text{ KN}$$

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

$$P_t = P_p + P_s = 8,49 + 9,53 = 18,02 \text{ KN}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times nn : \text{ nombre d'étage}$$

$$N_p = 1,35 \times 18,02 \times 2 = 48,64 \text{ KN}$$

**Poids propre de plancher:**

$$G_{\text{cumulée}} = 10,29 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times 10,29 + 1,5 \times 2,5) \times 10,24 = 180,1 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15(N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15(180,1 + 48,64) = 263,05 \text{ KN} = 26305 \text{ daN}$$

$$Br \geq 0,0064 N_u \Rightarrow Br = (a - 2)^2 \geq 168,35 \text{ daN}$$

Alors :  $a = 35 \text{ cm}$

La section du poteau au niveau de 7<sup>ème</sup> étage est  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ .

### Vérification de conditions imposées par(RPA99v.2003)

- $\text{Min}(a,b)=25\text{cm}$ ..... (Zone IIa);... ..... Condition vérifié
- $\text{Min}(a, b) \geq (h_e/20) = (340/20) = 17$  ;  $40 > 17$ ... Condition vérifié
- $(1/4) < (a/b) < (a/b= 1)$ .....Condition vérifier

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

n=	He	Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q	NP (KN)	Nupl (KN)	NU (KN)	Critère de Résistance			R P A			Flambement
								B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Choix (cm)	min (a,b) ≥ 25	min (a,b) ≥ h <sub>e</sub> /20 ?	1/4 ≤ a /b ≤ 4 ?	/
1	3,06	Sous Terrasse	5,78	1	24,33	119,85	165,80	106,12	8,30	35	ok	ok	ok	6.465
2	3,06	Sous 8°Etage	10,44	2,50	48,64	182,72	231,36	148,07	10,17	35	ok	ok	ok	6.465
3	3,06	Sous 7°Etage	15,1	3,85	72,981	267,88	391,99	250,88	13,84	35	ok	ok	ok	6.465
4	3,06	Sous 6°Etage	19,76	5,05	97,308	350,82	515,35	329,82	16,16	40	ok	ok	ok	6.456
5	3,06	Sous 5°Etage	24,42	6,10	121,635	431,30	552,36	353,88	16,81	40	ok	ok	ok	6.456
6	3,06	Sous 4°Etage	29,08	7	145,962	509,52	753,80	482,43	19,96	40	ok	ok	ok	6.456
7	3,06	Sous 3°Etage	33,74	7,75	170,289	585,46	869,11	556,23	21,58	45	ok	ok	ok	6.458
8	3,06	Sous 2°Etage	38,4	8,45	194,616	660,63	983,53	629,46	23,08	45	ok	ok	ok	6.458
9	3,06	Sous 1°Etage	44,06	10,7	218,943	774,20	1142,11	730,95	25,03	45	ok	ok	ok	6.458
10	4,45	Sous RDC	49,72	13,2	243,27	890,7	1304,06	834,59	26,88	50	ok	ok	ok	9.83

Tableau II.4 : Pré-dimensionnement des poteaux

## II. 6-Pré dimensionnement des voiles :

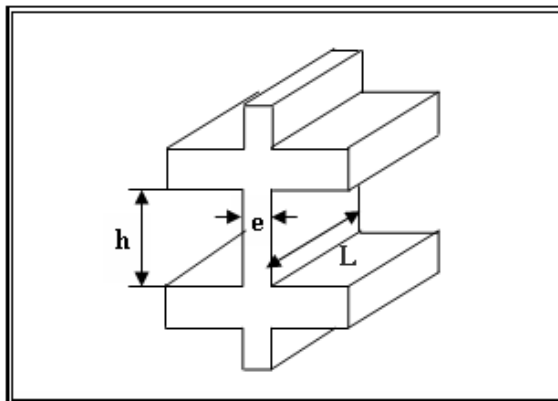


Fig. II.7: Coupe en élévation d'un voile

L'épaisseur du voile doit satisfaire les 3 conditions du RPA99/A7.7.1.

- $4a \leq 1 \Rightarrow a \leq \frac{1}{4}$
- $a_{min} = 15cm$
- Condition de rigidité aux extrémités  $a \geq \frac{H_e}{25}$

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99:  $a \geq \frac{H_e}{25}$

**Entre-sol :**

$H_e = 4,05$  m

$$a \geq \frac{408}{25} = 16,32 \text{ cm}$$

**a = 20cm**

Pour le voile périphérique nous obtenons la même épaisseur.

**RDC + étage courant :**

$H_e = 2,66$  m

$$a \geq \frac{266}{25} = 10,64 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{a = 15cm}$$

### **Conclusion:**

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux est pour assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères.

## **Chapitre III**

---

Étude des éléments non structuraux

### III .1-Calcul des escaliers:

#### Définition:

Les escaliers sont des éléments importants, permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses (poids propre, les surcharges dues aux différents accès des personnes, équipements...)

Ces charges peuvent entraîner des dommages divers dans la structure (déformations, fissurations ou même la ruine de l'escalier), pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillé sur le type de ferrailage adopté.

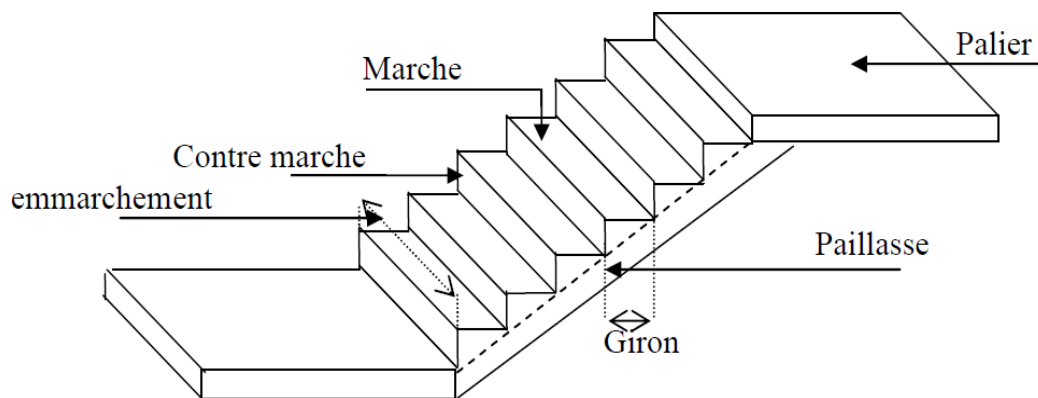


Fig. III.1:schéma d'un escalier.

#### Type d'escalier:

Notre construction comporte un seul type d'escalier droit de passage possède deux volées et un seul palier de repos.

### III .2-Pré dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:  $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$

**Avec :**

h : hauteur de la marche (contre marche).

g: largeur de la marche.

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1)g \rightarrow g = L/(n-1).$$

H:hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n:nombre de contre marches.

L: projection horizontale de la longueur totale de la volée.

#### **Escalier de l'étage courant:**

On a:

$$h_e = 3,06\text{m}$$

$$G=30\text{cm}; h=17\text{cm}$$

$$59 \leq G+2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm} < 66\text{cm} \rightarrow \text{La formule de BLONDEL est vérifiée}$$

**Le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> volés :**

$$\text{Tg}\alpha = \frac{153}{240} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,62^\circ$$

Emmarchement=1,35m ; largeur du palier=1,85m.

$$L_r = \sqrt{1,53^2 + 2,4^2} = 2,85\text{m}$$

$$\frac{L_r}{30} \leq ep \leq \frac{L_r}{20} \Rightarrow 9,5\text{cm} \leq ep \leq 14,25\text{cm}$$

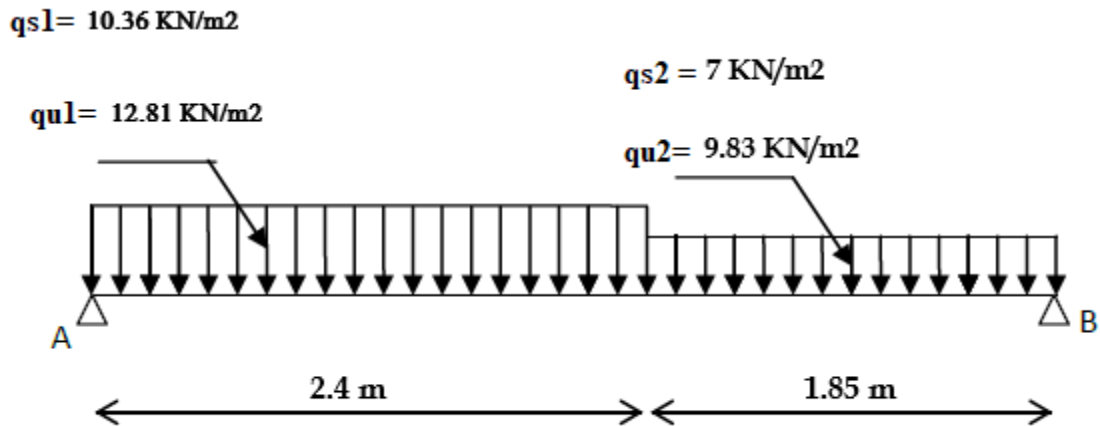


Fig. III.1:Schémas statiques des escaliers.

En prend  $e_{palier} = e_{paillasse} = 15 \text{ cm}$

**Descente de charge:**

**Paillasse:**

- Poids propre de la paillasse ( $25 \times e_p / \cos \alpha$ )... 4,45 kN/m<sup>2</sup>
- Poids propre des marches ( $22 \times h/2$ )... 1,87 kN/m<sup>2</sup>
- Revêtement en marbre horizontale ..... 0,42 kN/m<sup>2</sup>
- Revêtement en marbre verticale ( $1,04 \times h/g$ )... 0,8 kN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment ( $18 \times 1,5 / \cos \alpha$ ) ..... 0,32 kN/m<sup>2</sup>

**Totale :  $G = 7,86 \text{ kN/m}^2$**

**Charges d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation  $\Rightarrow P = 2,5 \text{ kN/m}^2$ .

**Combinaisons fondamentales:**

**ELU :  $Q_u = 1.35G + 1.5P = 1.35(7.86) + 1.5(2.5) \Rightarrow Q_u = 12.81 \text{ kN/m}^2$ . ELS :**

**$Q_s = G + P = 7,86 + 2,5 \Rightarrow Q_s = 10,36 \text{ kN/m}^2$ .**

**Pour une bande de 1m de largeur :**

$$q_u = Q_u \times 1,00 \Rightarrow q_{u1} = 12,81 \text{KN/ml.}$$

$$q_s = Q_s \times 1,00 \Rightarrow q_{s1} = 10,36 \text{KN/ml.}$$

**Palier de repos :**

- Revêtement horizontale en marbre .....0,42KN/m<sup>2</sup>
- Poids propre du palier(2500×e).....3,75KN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment (1,5cm).....0,33KN/m<sup>2</sup>

$$\text{Totale : } G = 4,5 \text{KN/m}^2$$

**Surcharges d'exploitation :**

$$\text{Locaux à usage d'habitation} \Rightarrow P = 2,5 \text{ KN / m}^2.$$

**Combinaisons fondamentales:**

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35G + 1.5P = 1.35(4.5) + 1.5(2.5) \Rightarrow Q_u = 9,83 \text{KN / m}^2$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + P = 4.5 + 2.5 \Rightarrow Q_s = 7 \text{KN/m}^2.$$

**Pour une bande de 1m de largeur :**

$$q_u = Q_u \times 1,00 \Rightarrow q_{u1} = 9,83 \text{KN / ml.}$$

$$q_s = Q_s \times 1,00 \Rightarrow q_{s1} = 7 \text{KN / ml.}$$

**ELU :**

**Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.85$$

$$R_A + R_B = 12,81 \times 2,4 + 9,83 \times 1,85 \Rightarrow R_A + R_B = 48,93 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.85\right) + q_2^u \times 1.85 \times \left(\frac{1.85}{2}\right)}{4,25}$$

$$R_A = \frac{12,81 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.85\right) + 9,83 \times 1,85 \times \left(\frac{1,85}{2}\right)}{4,25} \Rightarrow R_A = 26,02 \text{KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.85 \times \left(\frac{1.85}{2} + 2.40\right)}{4,25}$$

$$R_B = \frac{12,81 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 9,83 \times 1,85 \times \left(\frac{1,85}{2} + 2,40\right)}{4,25} \Rightarrow R_B = 22,91 \text{ KN}$$

**Etat limite ultime (ELS) :**

**Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2,4 + q_2^s \times 1,85$$

$$R_A + R_B = 10,36 \times 2,4 + 7 \times 1,85 \Rightarrow R_A + R_B = 37,81 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2,4 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,85\right) + q_2^s \times 1,85 \times \left(\frac{1,85}{2}\right)}{4,25}$$

$$R_A = \frac{10,36 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,85\right) + 7 \times 1,85 \times \left(\frac{1,85}{2}\right)}{4,25} \Rightarrow R_A = 20,86 \text{ KN}$$

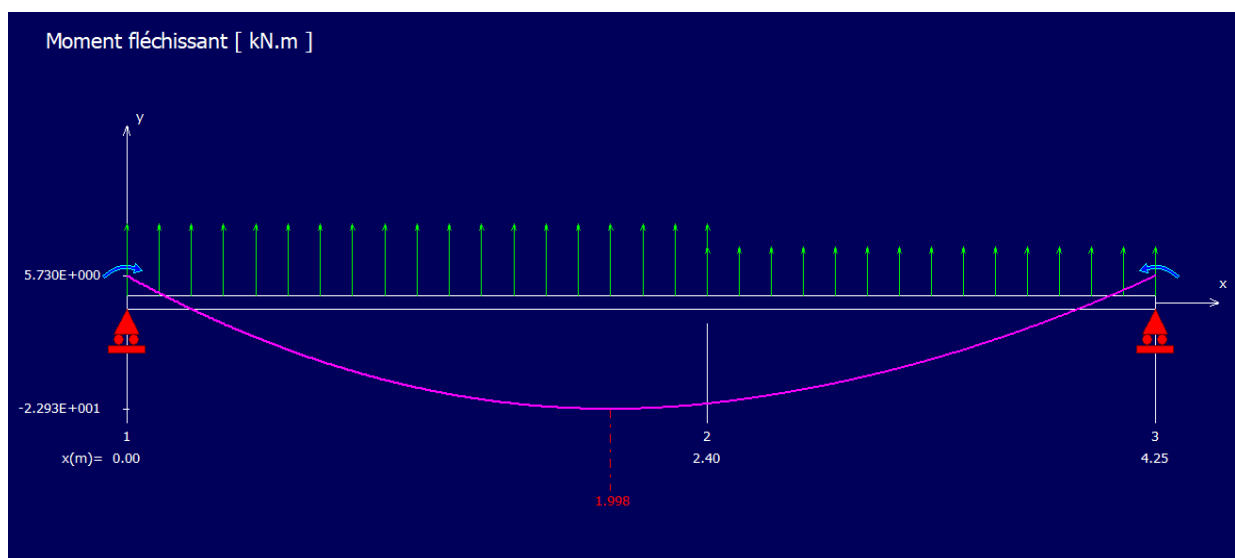
$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + q_2^s \times 1,85 \times \left(\frac{1,50}{2} + 2,40\right)}{4,25}$$

$$R_B = \frac{10,36 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 7 \times 1,85 \times \left(\frac{1,85}{2} + 2,40\right)}{4,25} \Rightarrow R_B = 17,15 \text{ N}$$

### III .3-Ferraillage :

**ELU :**



**Fig. III.3:Diagramme du moment fléchissant à l'ELU**

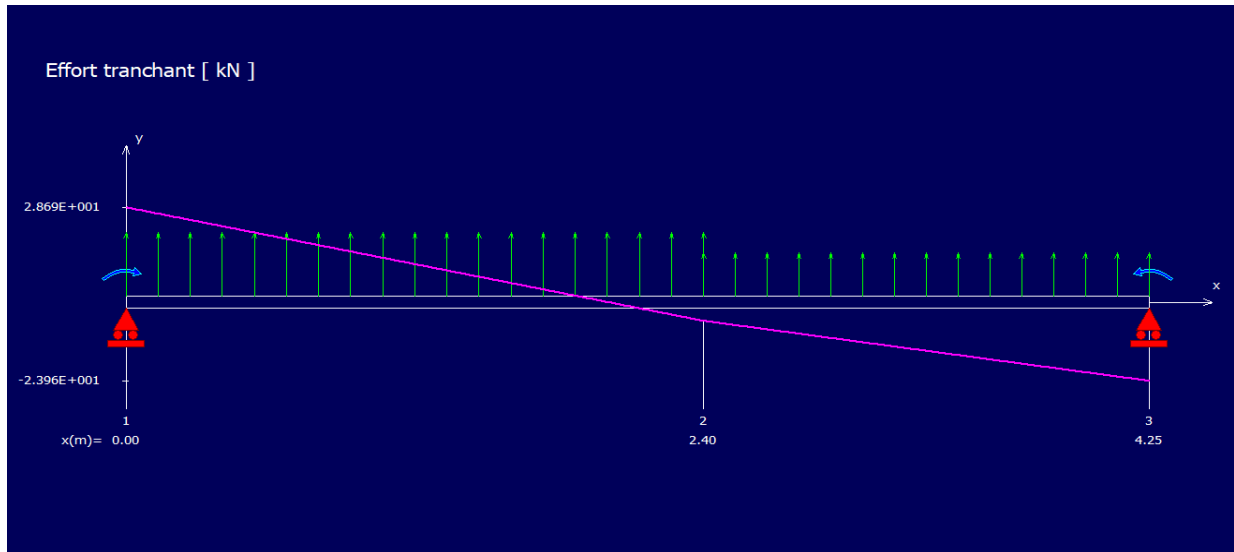


Fig. III.4: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

**En travée :**

$$M_{t_u} = M_0 \times 0.80 = 28,66 \times 0.85 = \mathbf{22.93 \text{ KN.m}}$$

**Les données**

Matériaux :

Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$

Coffrage :  $b = 1 \text{ m}$ ,  $h = 0.15 \text{ m}$ ,  $d = 0.135 \text{ m}$ ,  $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation :  $M_u = 22.93 \text{ KN.m}$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.083 < 0.392$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,11$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{22930}{0.96 \times 348 \times 13,5} = 4,16 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte:  $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 = 5T12$

Espacement = 25 cm

#### Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

**On adopte:**  $A_r = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{T8}$

#### En appuis:

**Mua** = 0.2Mmax = **5,73KN.m**

$$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = 0,021 < 0,392$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{5730}{0,99 \times 348 \times 13,5} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **Ast = 4,52cm<sup>2</sup> = 4T12**

Espacement = 20 cm

#### Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

**On adopte:**  $A_r = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{T8}$

#### Vérification à l'ELU :

**Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

#### Espacement des barres:

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

#### Armatures principales :

$St \leq \min \{2h; 25\text{cm}\}$  (charge répartie + charge concentrée)

$St \leq \min \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \\ \text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

#### Armatures de répartition:

$St \{3h; 33\text{cm}\}$

$St \leq \{45; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ \text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification au cisaillement** :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 28,69 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28690}{1000 \cdot 135} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{28690}{0,9 \cdot 135 \cdot 150,72} = 1,56 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1,5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**Longueur de scellement droit** :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

**Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0,4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

### Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

### Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28690}{1000 * 135} = 0.21$$

Donc condition est vérifiée.

### Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)

#### Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0.53 f_{c28}$$

#### Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale  $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 * (135) = 121.5 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 \times 121.5 \times 1000 \times 25 = 811012.5 \text{ N}$$

$$D'où: V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 811012.5 \text{ KN.}$$

**Condition vérifiée.**

#### Vérification à l'ELS :

#### Aux travées

#### Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

#### Position de l'axe neutre:

$$(b/2) \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50y_1^2 + 67.8y_1 - 915.3$$

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

---

$$y_1 = 4.35\text{cm}$$

#### Moment d'inertie :

$$I = (b \times Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \times 4.35^3) / 3 + 15 \times 4.52 \times (13.5 - 4.35)^2 = 8420.15\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \times y_1 = (14688 / 8420.15) \times 4.35 = 7.59\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 7.59\text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

#### Aux appuis:

##### Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \times y_1 = (5184 / 8420.15) \times 4.35 = 2.68\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2.68\text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

##### Vérification de la flèche

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

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

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.17}{4.25} = 0.04$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

} **Condition non vérifiée.**

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \overline{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.17^3}{12} = 0,000409\text{cm}^4$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 22.93 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 \times E_v \times I_{Fv}} = \frac{22930 \times 4.25^2}{10 \times 10818.9 \times 10^6 \times 0.000409} = 0.010 \text{ cm}$$

$$f = 0.010 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

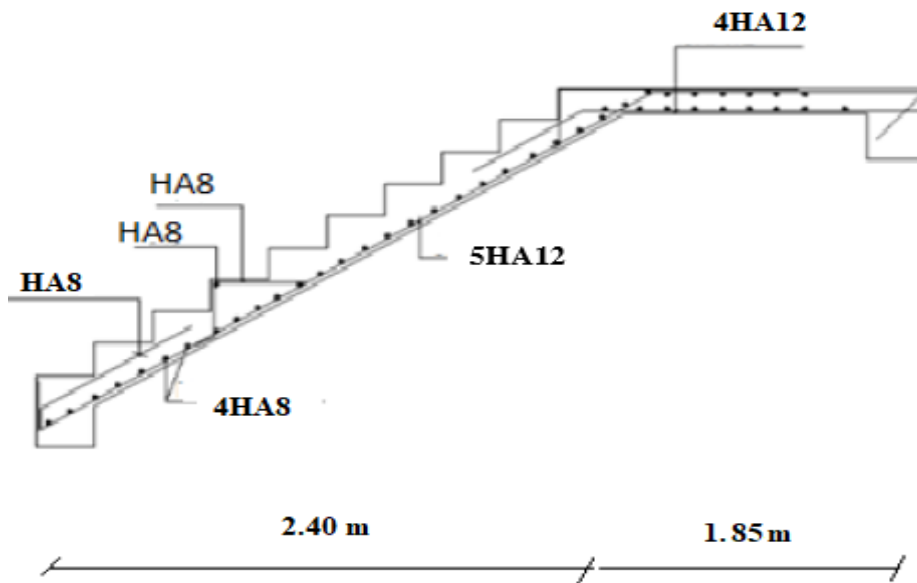


Fig. III.5: Ferrailage des escaliers

#### III .4-Calcul de la poutre palière:

##### Pré dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.3 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On prendra : **h = 30 cm** et **b = 25 cm**

#### Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 30/25 = 1,2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension  $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

#### Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre:  $G = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU)  $R_{Au} = 26.02 \text{ KN/ml}$ .

Réaction du palier (ELS)  $R_{As} = 20.86 \text{ KN/ml}$ .

#### Combinaison à considérer

##### E LU :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}.$$

$$q_u = 1,35 \times (1.87) + 26.02 = 28.54 \text{ KN/ml}.$$

##### E LS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}.$$

$$q_s = 1.87 + 20.86 = 22.73 \text{ KN/ml}.$$

#### 4. Calcul du ferrailage (ELU):

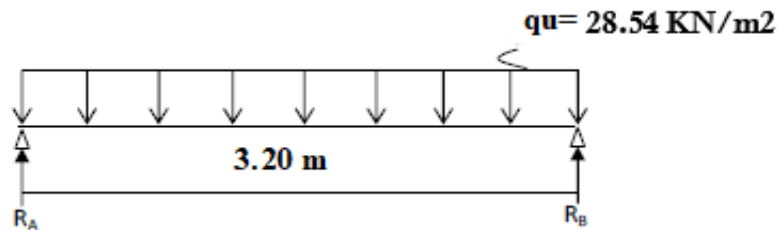


Fig. III.6: Schéma statique (ELU ).

$$R_A = R_B = (q_u \times l) / 2 = 45.66 \text{ KN}.$$

#### Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \times l^2) / 8 = 36.53 \text{ KN.m}$$

#### Correction des moments

#### En appuis :

$$M_a = -0,2 M_o = -0,2 \times 36.53 = -7.31 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,8 M_o = 0,8 \times 36.53 = 29.22 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 45.66 \text{ KN.}$$

Les diagrammes des moments et efforts tranchants

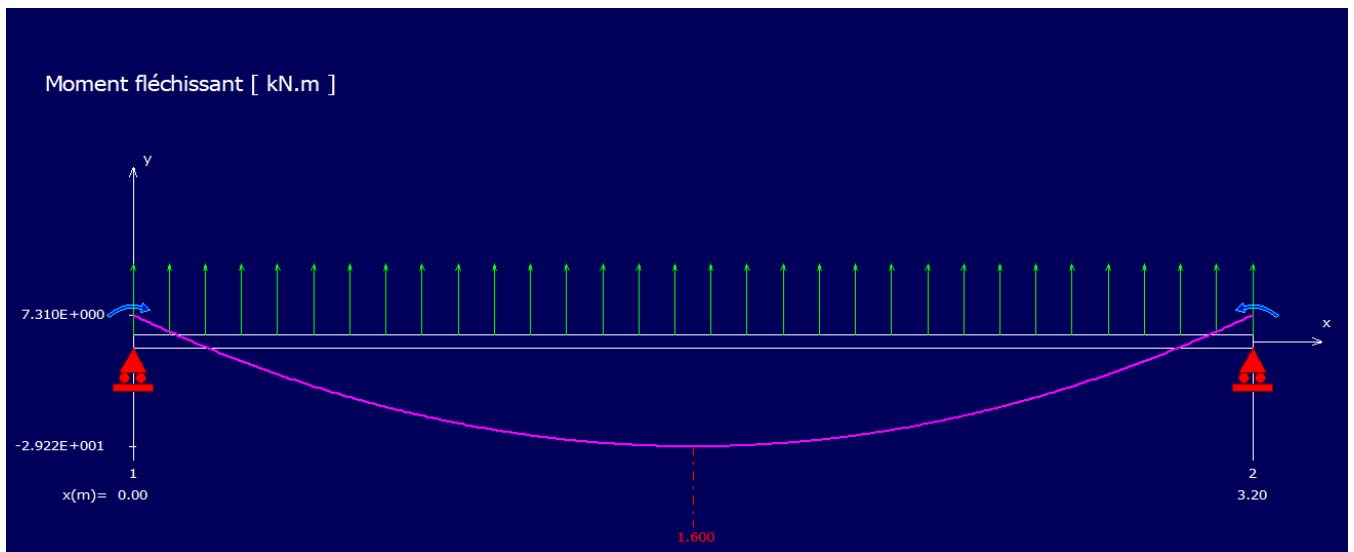


Fig. III.7: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

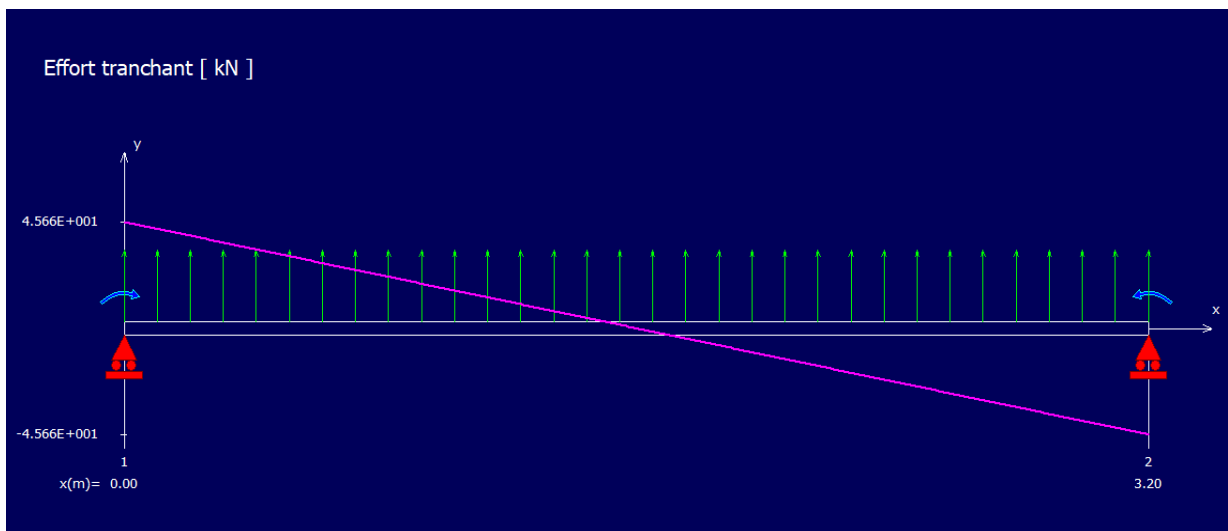


Fig. III.8: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

### Calcul des armatures

Armatures principales (longitudinal) :

En travée

$$M_u = 29.22 \text{ KN.m.}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.107 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.142$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{29220}{0.943 \times 348 \times 13,5} = 6.6 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 6.79 cm<sup>2</sup> = 6T12**

**Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.6}{4} = 1,65 \text{ cm}^2$$

**On adopte:** Ar = 2,01 cm<sup>2</sup> = 4T8

En appuis:

$$M_{ua} = 0.2 M_{max} = 7.31 \text{ KN .m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,027 < 0,392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{7310}{0.986 \times 348 \times 13.5} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 3.39 cm<sup>2</sup> = 3T12**

**Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

---

**Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{avec: } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

$\sum u$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{28690}{0.9 \times 135 \times 150.72} = 1.56 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.56 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

**Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

#### Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \cdot 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22670}{1000 \cdot 135} = 0,17$$

Donc condition est vérifiée.

#### Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)

##### Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 abfc_{28}$$

##### Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot (270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0,267 \cdot 243 \cdot 300 \cdot 25 = 486607,5 \text{ N}$$

$$D'où: V_u \max = 22,67 \text{ KN} \leq 486607,5 \text{ KN.}$$

**Condition vérifiée.**

#### Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 50,54 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{50540}{25 \cdot 270} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### Calcul à L'ELS :

##### La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = G + RAs. = 22,73 \text{ KN/ml.}$$

#### Réaction

$$R_A = R_B = (q_u \cdot l) / 2 = 36,37 \text{ KN}$$

### Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (qu \cdot l^2) / 8 = 29.09 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments

#### En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 38.44 = -8.73 \text{ KN.m.}$$

#### En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 38.44 = 24.73 \text{ KN.m.}$$

### Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 36.37 \text{ KN}$$

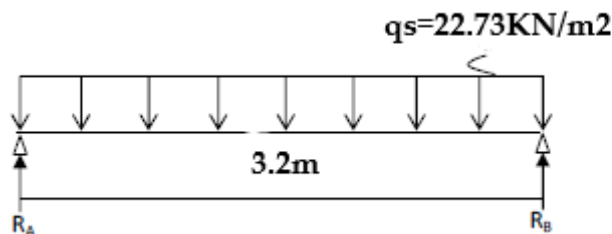


Fig. III.9: Schéma statique de poutre palière (ELS).

### Vérification à l'ELS :

#### Aux travées

#### Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

#### Position de l'axe neutre:

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 12.5y_1^2 + 67.8y_1 - 1830.6$$

$$y_1 = 9.69 \text{ cm}$$

#### Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 4.31^3) / 3 + 15 \cdot 4.52 \cdot (13.5 - 4.31)^2 = 27897.43 \text{ cm}^4.$$

#### Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (24730 / 27897.43) \cdot 9.69 = 8.6 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 11.35 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

#### Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 24730) / 27897.43 * (27 - 9.69) = 230.17 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 230.17 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### Aux appuis:

#### Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (24730 / 27897.43) * 9.69 = 8.6 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8.6 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 24730) / 27897.43 * (27 - 9.69) = 230.17 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 230.17 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### Vérification de la flèche

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

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

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.6} = 0.083$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

} Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.2} = 0.093$$
$$\frac{Mt}{10M_0} = \frac{24.73}{10 \cdot 29.09} = 0.085$$

} **Condition vérifiée.**

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.79}{25 \cdot 27} = 0.001$$
$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

} **Condition vérifiée**

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

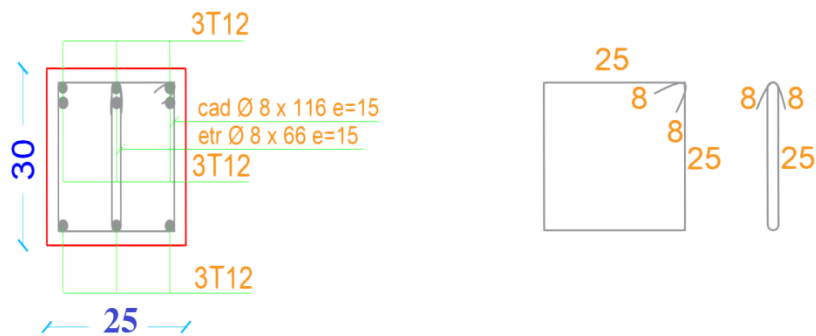


Fig. III.10: Ferrailage de poutre palière.

### III .5-Etude des balcons :

#### Définition :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « P ».

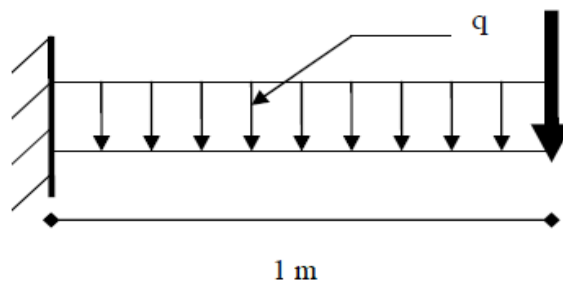
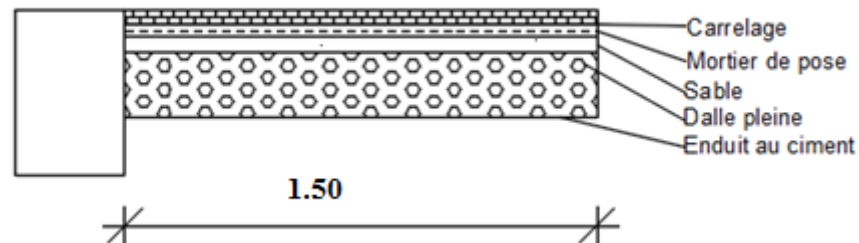


Fig. III.11:Schéma statique du balcon

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,50 m.



**Fig. III.12: Coupe sur balcon.**

**Descente de charges :**

Epaisseur du balcon :

**On prend  $e = 15$  cm**

Matériaux	P (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1- revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.4
3-Lit de sable	17	0.02	0.34
5-Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
6- Enduit au ciment	18	0.015	0.27
			<b>G= 5.20 KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 3.50 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau III.1: Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.**

Pour une bande de 1m de largeur :  $G = 5,20 \times 1\text{m} = 5.20 \text{ KN/ml}$

**Calcul de la charge due au poids du garde-corps :**

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur :  $g = (0.375) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 0.375\text{KN}$

#### Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation  $\rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

Pour une bande de 1m de largeur :  $Q = Q_1 \times 1,00 = 3.50 \text{ KN/ml}$ .

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le Plus bas possible  $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$ .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.  
(B.A.E.L 91).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 15 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \varnothing_{\max} = 10 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage :

$$C = 10 + \frac{\varnothing}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \rightarrow c = 15 \text{ mm}$$

#### Calcul du moment fléchissant :

**ELU :**

$$M_u = -[1,35G + 1,5Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times g \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 5,20) + (1,5 \times 3,50)] \frac{1,5^2}{2} - 1,35 \times 0,375 \times 1,5 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -14,56 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{\text{ser}} = -[G + Q] \frac{L^2}{2} - g \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = -[5,20 + 3,50] \frac{1,5^2}{2} - 0,375 \times 1,5 \times 1 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = -10,35 \text{ KN.m}$$

#### III .6- Calcul du ferrailage :

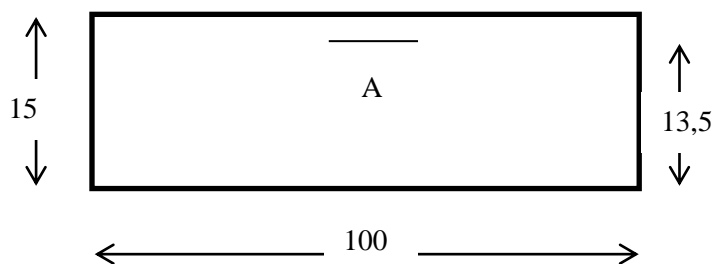


Fig. III.13: Section de calcul.

### Etat limite ultime :

$$M_u = -14560 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14560}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0,076$$

$$\mu = 0,076 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,099$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

### Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14560}{348 \times 0,96 \times 13,5} = 3,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A = 3,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

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

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

### Etat limite de service :

$$M_s = -10350 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{14560}{10350} = 1,40$$

$$\alpha \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

### Conclusion

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Fissuration préjudiciable

} les armatures calculées à ELU seront maintenues

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0,98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

**Choix des armatures :**

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

**Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35P \times 1 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,20 + 1,5 \times 3,50) \times 1,5 + 1,35 \times 0,375 \rightarrow T_u^{\max} = 18,91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{18910}{(100 \times 13,5) \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \text{ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{hd}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,003 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

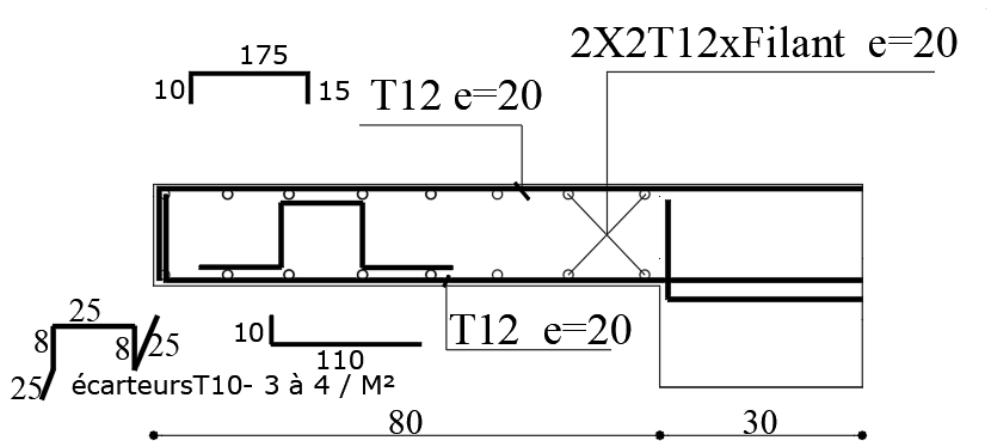


Fig. III.14 : Ferrailage de balcon.

### Conclusion

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### III.7-Etude de l'acrotère :

#### Définition :

L'acrotère est un élément non structural, situé-en bordure de la toiture terrasse, son rôle est :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales,
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- G (poids propres) sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q = 1\text{KN/ml}$

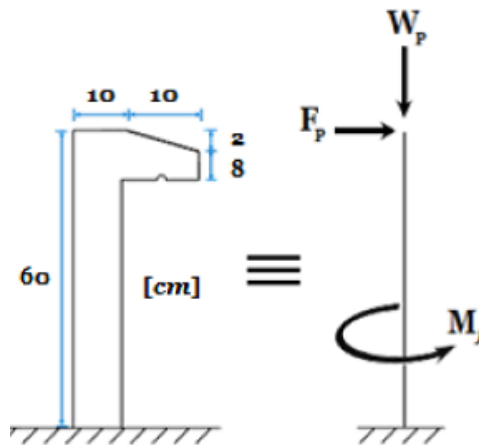


Fig. III.15: Schéma statique et dimensions d'acrotère.

Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur.

### III .8-Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre  $W_p$ ) et aux charges horizontales (vents ou séisme  $F_p$ ) qui créent un moment de renversement  $M$  donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

Le calcul sera fait pour une bande de **1m** de largeur et une épaisseur de **10 cm** en flexion

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

---

composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

#### Détermination des sollicitations :

Le poids propre :  $W_p$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = \rho \times v = [(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.10}{2}] \times 1 \times 2500$$

$$W_p = 2.256 \text{ KN}$$

#### La force horizontale : $F_p$ [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1]

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.256$$

$$F_p = 1,082 \text{ KN}$$

#### Effort normal et moment fléchissant :

##### Etat limite ultime (ELU) :

$$N_u = 1.35 W_p \Rightarrow N_u = 1.35 \times 2.256 \Rightarrow N_u = 3.046 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \Rightarrow M_u = 1.5 \times 1.082 \times 0.6 \Rightarrow M_u = 0.974 \text{ KN.m}$$

Etat limite de service (ELS) :

$$N_{ser} = W_p \Rightarrow N_{ser} = 2.256 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \cdot L \Rightarrow M_{ser} = 0.649 \text{ KN.m}$$

**Détermination des armatures :**

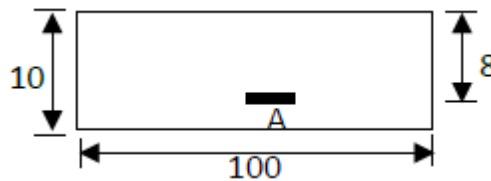
Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm<sup>2</sup>.

**Etat limite ultime :**

**Position du point d'application de l'effort normal : (N)**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.974}{3.046} = 0.32\text{m}$$

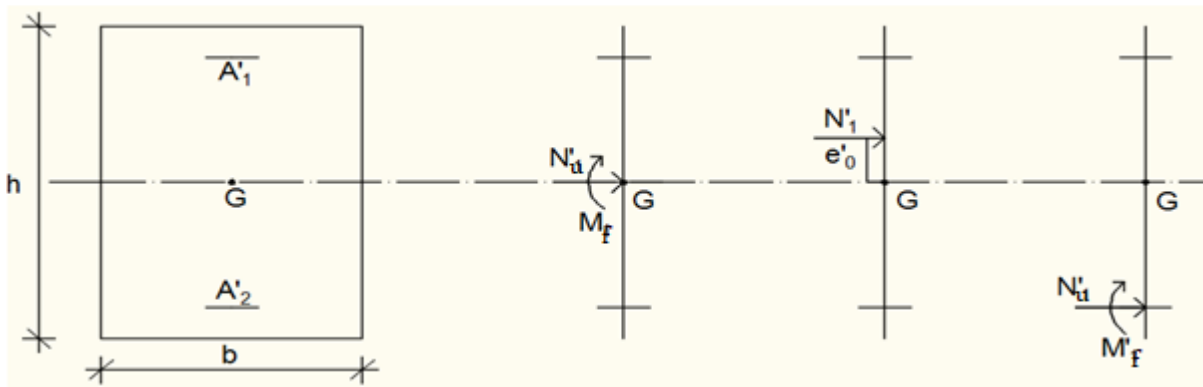
$$e_0 = 0.32\text{m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$



**Fig. III.16: Section de calcul.**

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M<sub>f</sub> calculé par rapport aux armatures tendues.



**Fig. III.17: Position du point d'application de l'effort normal Nu.(\*)**

$$M_f = Nu \cdot e = Nu \cdot \left[ e_0 + \frac{h}{2} - c' \right] = 304.6 \times \left[ 0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 106.61 \text{ daN.m}$$

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

**Etat limite ultime (ELU) :**

$$Mu = 0.974 \text{ KN.m}$$

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

---

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1066.1}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \text{ Acier FeE400}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPA}$$

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

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

#### Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1066.1}{0.994 \times 348 \times 8} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.32 - \frac{3046}{100 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Condition de non fragilité [B.A.E.L.91] :

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{min} = 0,23\% \times b \times h = 0,0023 \times 100 \times 10 = 2,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max (A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Choix des armatures :

$$5T10/\text{mL} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$(e \leq \min(25 ; 2 \text{ hd})) \text{ cm}$$

#### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Etat limite de service (ELS) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.649}{2.256} = 0.29\text{m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).

#### Détermination des contraintes :

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

- C : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression Nser) ;

- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

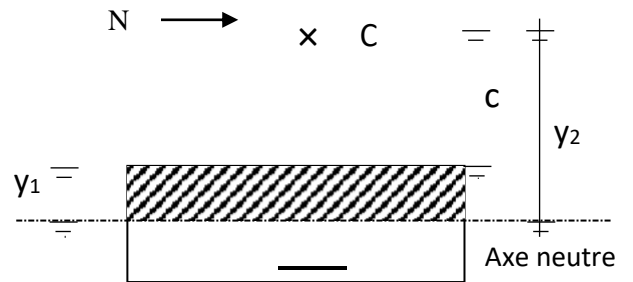
- y2 : La distance du point C à l'axe neutre.

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression  $\rightarrow y_2 > 0$ .

C se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow c$  sera

Considéré comme négatif.



### Calcul des contraintes :

$y_2$  : racine de l'équation :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$p = -3(c)^2 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d') + \frac{90 \times A}{b}(d - c)$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90 \times A}{b}(d - c)^2$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm} < 0$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{avec } \dot{A} = 0$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24) = -1614,82 \quad \rightarrow \quad p = -1614,82$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24)^2 = 24026,11 \quad \rightarrow \quad q = 24026,11$$

$y_2$  : est racines de l'équation :  $y_2^3 - 1614,82 y_2 + 24026,11 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 \quad \rightarrow \quad \Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,40$$

**Remarque :**  $y_2$  est choisi tel que  $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \Rightarrow y_2 = 26,89 \text{ cm}$

$$y_{21} = a \times \cos \frac{\varphi}{3} = 26,89$$

$$y_{22} = a \times \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -46,19 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \times \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 19,30 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_3 = 2,89 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm} \quad \rightarrow y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

#### Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \times Y^2}{2} - 10 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 10 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 216,78 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{2256}{100 \times 216,78} = 0,10$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,10 \times 2,89 = 0,29 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,10 \times (8 - 2,89) = 7,66 \text{ MPA}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{(n \times f_t)} \right] \rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

#### Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201,68 \text{ MPA}$$

#### Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = 1,5 \times F_p \rightarrow T_u = 162,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1623}{100 \times 8 \times 100}$$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25$  → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables .

#### Dessin de ferrailage :

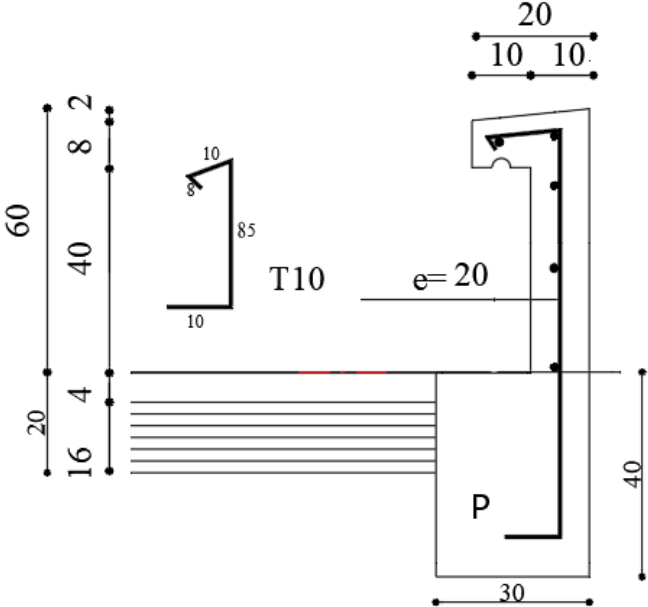


Fig. III.18 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.

# **Chapitre IV**

---

## Etude des planchers

### IV.1-INTRODUCTION :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, ils limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique ;
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux.

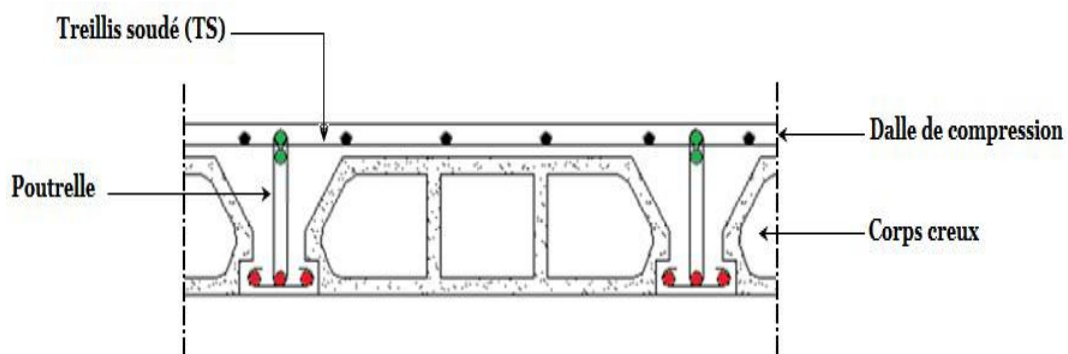
Dans notre construction, on peut distinguer un seul type de planchers :

- Plancher à corps creux.

### IV.2 -PLANCHER CORPS CREUX :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**Fig. IV.1**).



**Fig. IV.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.**

#### Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

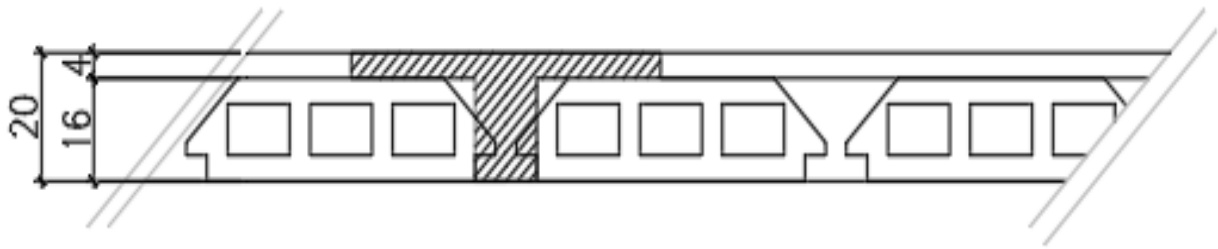


Fig. IV.2 : schéma réel d'un plancher a corps creux.

Les poutrelles travaillent comme une section en T :

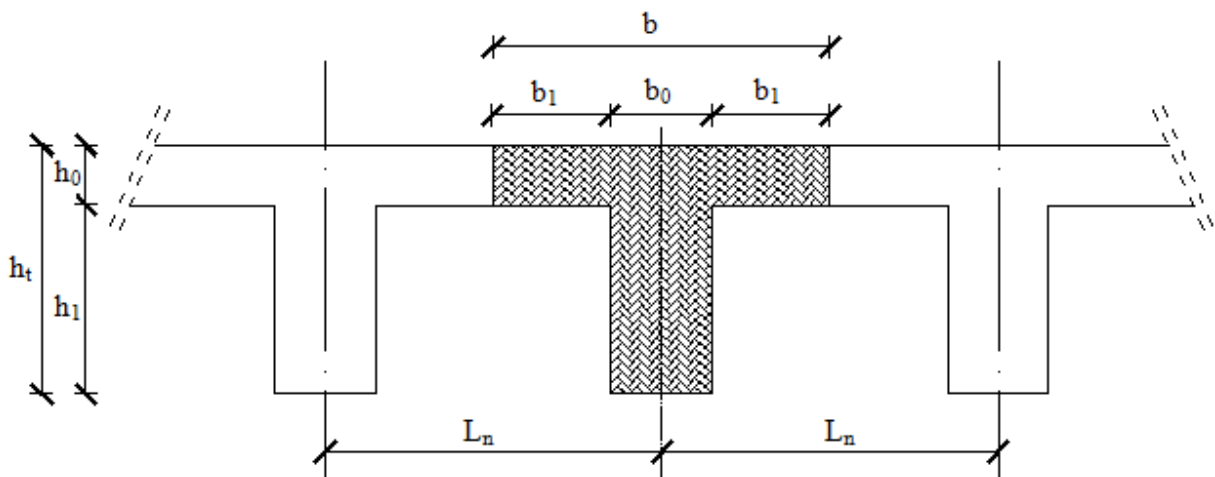


Fig. IV.3: Dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{array} \right.$$

Avec :

**L<sub>n</sub>** : la distance entre axes des nervures ( $L_n = 60\text{cm}$ ) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

**L** : la portée maximale entre nus d'appuis ( $L = 305\text{ cm}$ ) ;

**h<sub>0</sub>**: la hauteur maximal de la dalle de compression ( $h_0 = 4\text{ cm}$ ) ;

**b<sub>0</sub>**: l'épaisseur de la nervure ( $b_0 = 12\text{cm}$ ).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{ cm} \\ b_1 \leq 33\text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min(24 ; 32 ; 33) = 24\text{cm.}$$

On prend : **b<sub>1</sub> = 24 cm.**

Donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = \mathbf{60\text{ cm}}$$

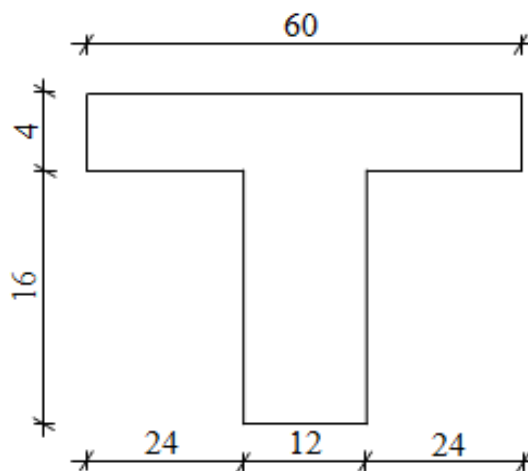


Fig. IV.4: Schéma d'une poutrelle.

### IV.3-Ferrailage de la dalle de compression :

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 :  $A_{\perp}$  ;
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$ .

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

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

On adopte pour le ferrailage un treillis soudés de diamètre  $\Phi_t = 6 \text{ cm}$  et de nuance d'acier **FeE400** ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

#### Armatures perpendiculaires aux nervures :

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

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4xL_n}{f_e} = \frac{4x60}{400} = 0.6\text{cm}^2/\text{ml}$$

#### Choix des armatures :

$$5 \Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

#### Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.71\text{cm}^2/\text{ml}$$

#### Choix des armatures :

$$5 \Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

## Chapitre IV : Etude des planchers

Le treillis soudé adopté est : **TS Φ6** (200×200) mm<sup>2</sup>.

### IV.4-Etude des poutrelles :

Etat limite ultime :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$

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

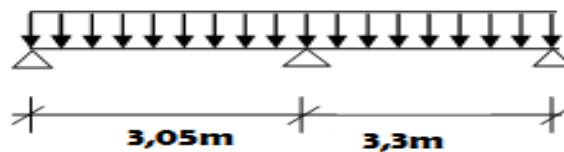
Charges Niveau	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]
Plancher terrasse	Inaccessible	5,78	1	9,30	6,78	0,6	5,58	4,068
1 <sup>ère</sup> → 8 <sup>ème</sup> étage	Habitation	4,51	1.5	8,33	6,01	0,6	4,99	3,606

Tableau IV.1 : Evaluation des charges.

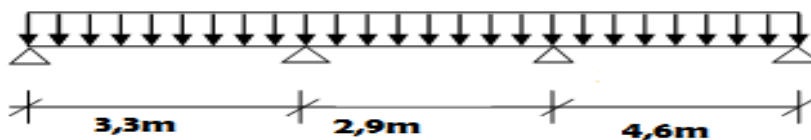
#### Types de poutrelles :

Dans notre structure, nous avons 02 types des poutrelles :

##### Type 01 :



##### Type 02 :



### IV.5- Méthode de calcul :

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire (plancher à charges d'exploitation modérées) ;
- La méthode de Caquot (plancher à forte surcharge).

#### Choix de la méthode de calcul :

#### Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (plancher à charges d'exploitation Modérées).

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

- La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max(2 \times G; 5) [KN/m^2]$ ;
- Les moments d'inerties 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

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

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

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

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$  pour le plancher de terrasse

Donc  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max(2G ; 5) [KN/m^2]$  C.V.

- Les moments d'inerties est constant C.V.
- $0.8 > \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{335}{335} = 1 \leq 1.25$  C.N.V.
- La fissuration est peu nuisible C.V.

Types	Méthode utilisée	Observation
1	Caquot	Conditions vérifiées
2	Caquot	Conditions vérifiées

**Tableau IV.2: Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations**

### IV.6-Application de la méthode Caquot :

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

## Chapitre IV : Etude des planchers

---

seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travées sont majorées en conséquence.

### Appuis de rives :

$$M_i = \frac{q_u + l^2}{8}$$

### Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_i = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)}$$

Avec :

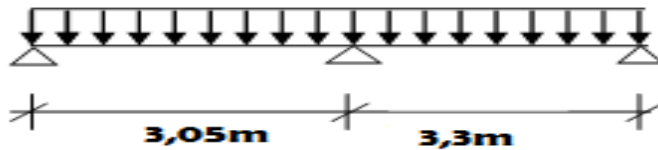
$l_w$  et  $l_e$  : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui

$l$  : la portée réelle de la travée

### Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :

#### Type de poutrelle à étudiée :

##### Type 01 :



#### Moment fléchissant en appuis :

La charge ultime réduite :  $q_{r_u} = \left[ 1,35 \times \left( \frac{2}{3} \times 578 \right) + 1,5 \times 100 \right] \times 0,6 = 402,12 \text{ DaN.m}$

La charge de service réduite :  $q_{r_s} = \left[ \left( \frac{2}{3} \times 578 \right) + 100 \right] \times 0,6 = 291,2 \text{ DaN.m}$

#### Appuis de rive (1 et 3) :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{u_{a1}} = \frac{q_u + l^2}{8} = \frac{402,12 \times (0,8 \times 3,05)^2}{8,5} = -281,65 \text{ DaN.m}$$

$$M_{u_{a3}} = \frac{q_u + l^2}{8} = \frac{402,12 \times (3,3 \times 0,8)^2}{8,5} = -329,72 \text{ DaN.m}$$

Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{s_{a1}} = \frac{q_s + l^2}{8,5} = \frac{291,2 \times (0,8 \times 3,05)^2}{8,5} = -203,96 \text{ DaN.m}$$

$$MS_{a3} = \frac{q_s + l^2}{8,5} = \frac{291,2 \times (0,8 \times 3,3)^2}{8,5} = -238,77 \text{ DaN.m}$$

### Appuis intermédiaire :

Etat limite ultime ( E.L.U) :

$$Mu_{a2} = -\frac{qu^r \times lw^3 + qu^r \times le^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{402,12 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 402,12 \times (0,8 \times 3,3)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3,3 + 0,8 \times 3,05)} = -306,63 \text{ DaN.m}$$

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

$$MS_{a2} = -\frac{qs^r \times lw^3 + qs^r \times le^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{291,2 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 291,2 \times (0,8 \times 3,3)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3,3 + 0,8 \times 3,05)} = -222,05 \text{ DaN.m}$$

### Calcul de l'effort tranchant :

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

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

### Travée de rive (1-2) :

De gauche :

$$T_w = \frac{402,12 \times 3,05}{2} + \frac{281,65 - 306,63}{3,05} = 605,04 \text{ DaN}$$

De droite :

$$T_e = -\frac{402,12 \times 3,05}{2} + \frac{281,65 - 306,63}{3,05} = -621,42 \text{ DaN}$$

### Travée de rive (2-3) :

De gauche :

$$T_w = \frac{402,12 \times 3,3}{2} + \frac{306,63 - 329,72}{3,3} = 656,50 \text{ DaN}$$

De droite :

$$T_w = -\frac{402,12 \times 3,3}{2} + \frac{306,63 - 329,72}{3,3} = -670,49 \text{ Da}$$

### Calcul de l'abscisse de $M_t$ maximum ( $x_0$ ) :

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q} + \frac{l}{2}$$

### Travée de rive (1-2) :

Etat limite ultime (E.L.U) :

---

## Chapitre IV : Etude des planchers

---

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_u^r} + \frac{1}{2} = \frac{281,65 - 306,63}{3,05 \times 402,12} + \frac{3,05}{2} = 1,50 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_s^r} + \frac{1}{2} = \frac{203,96 - 222,05}{3,05 \times 291,2} + \frac{3,05}{2} = 1,50 \text{ m}$$

### Travée de rive (2-3) :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_u^r} + \frac{1}{2} = \frac{306,63 - 329,72}{3,3 \times 402,12} + \frac{3,3}{2} = 1,63 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_s^r} + \frac{1}{2} = \frac{222,05 - 238,77}{3,3 \times 291,2} + \frac{3,3}{2} = 1,63 \text{ m}$$

### Moment fléchissant en travée:

$$M(x_0) = \left( \frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

### Travée (1-2) :

Etat limite ultime ( E.L.U) :

$$M_t^{u1} = \left( \frac{402,12 \times 3,05}{2} (1,5) - \frac{402,12 \times 1,5^2}{2} \right) + \frac{281,65 - 306,63}{3,05} \times 1,5 - 281,65 = 173,53 \text{ DaN.m}$$

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

$$M_t^{s1} = \left( \frac{291,2 \times 3,05}{2} (1,5) - \frac{291,2 \times 1,5^2}{2} \right) + \frac{203,96 - 222,05}{3,05} \times 1,5 - 203,96 = 125,66 \text{ DaN.m}$$

### Travée (2-3) :

Etat limite ultime ( E.L.U) :

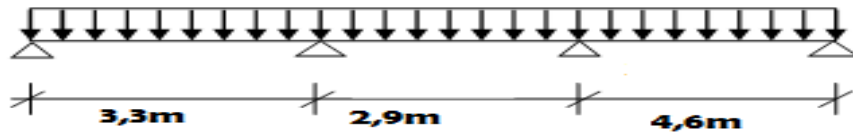
$$M_t^{u2} = \left( \frac{402,12 \times 3,3}{2} (1,63) - \frac{402,12 \times 1,63^2}{2} \right) + \frac{306,63 - 329,7}{3,3} \times 1,63 - 306,63 = 229,27 \text{ DaN.m}$$

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

$$M_t^{u2} = \left( \frac{291,2 \times 3,3}{2} (1,63) - \frac{291,2 \times 1,63^2}{2} \right) + \frac{222,05 - 238,77}{3,3} \times 1,63 - 222,05 = 165,81 \text{ DaN.m}$$

### Type 02 :

---



**Moment fléchissant en appuis :**

La charge ultime réduite:  $q r_u = \left[ 1,35 \times \left( \frac{2}{3} \times 578 \right) + 1,5 \times 100 \right] \times 0,6 = 402,12 \text{ DaN.m}$

La charge de service réduite:  $q r_s = \left[ \left( \frac{2}{3} \times 578 \right) + 100 \right] \times 0,6 = 291,2 \text{ DaN.m}$

**Appuis de rive (1et 4) :**

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$Mu_{a1} = \frac{q_u + l^2}{8} = \frac{402,12 \times (0,8 \times 3,05)^2}{8,5} = -281,65 \text{ DaN.m}$$

$$Mu_{a4} = \frac{q_u + l^2}{8} = \frac{402,12 \times (4,55 \times 0,8)^2}{8,5} = -626,82 \text{ DaN.m}$$

Etat limite service (E.L.S) :

$$MS_{a1} = \frac{q_s + l^2}{8,5} = \frac{291,2 \times (0,8 \times 3,05)^2}{8,5} = -203,96 \text{ DaN.m}$$

$$MS_{a4} = \frac{q_s + l^2}{8,5} = \frac{291,2 \times (0,8 \times 4,55)^2}{8,5} = -453,92 \text{ DaN.m}$$

**Appuis intermédiaires :**

Etat limite ultime ( E.L.U) :

$$Mu_{a2} = -\frac{qu^r \times lw^3 + qu^r \times le^3}{8,5 \times (lw + le)} = -\frac{402,12 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 402,12 \times (0,8 \times 3,3)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3,3 + 0,8 \times 3,05)} = -306,63 \text{ DaN.m}$$

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

$$MS_{a2} = -\frac{qs^r \times lw^3 + qs^r \times le^3}{8,5 \times (lw + le)} = -\frac{291,2 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 291,2 \times (0,8 \times 3,3)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3,3 + 0,8 \times 3,05)} = -222,05 \text{ DaN.m}$$

**Appuis intermédiaires :**

Etat limite ultime ( E.L.U) :

$$Mu_{a3} = -\frac{qu^r \times lw^3 + qu^r \times le^3}{8,5 \times (lw + le)} = -\frac{402,12 \times (0,8 \times 3,3)^3 + 402,12 \times (0,8 \times 4,55)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3,3 + 0,8 \times 4,55)} = -501,92 \text{ DaN.m}$$

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

## Chapitre IV : Etude des planchers

---

$$MS_{a3} = -\frac{qs^r \times lw^3 + qs^r \times le^3}{8,5 \times (lw + le)} = -\frac{291,2 \times (0,8 \times 3,3)^3 + 291,2 \times (0,8 \times 4,55)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3,3 + 0,8 \times 4,55)} = -363,47 \text{ DaN.m}$$

**Calcul de l'effort tranchant :**

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

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

**Travée de rive (1-2) :**

**De gauche :**

$$T_w = \frac{402,12 \times 3,05}{2} + \frac{281,65 - 306,63}{3,05} = 605,04 \text{ DaN}$$

**De droite :**

$$T_e = -\frac{402,12 \times 3,05}{2} + \frac{281,65 - 306,63}{3,05} = -621,42 \text{ DaN}$$

**Travée de rive (2-3) :**

**De gauche :**

$$T_w = \frac{402,12 \times 3,3}{2} + \frac{306,63 - 501,92}{3,3} = 604,32 \text{ DaN}$$

**De droite :**

$$T_e = -\frac{402,12 \times 3,3}{2} + \frac{306,63 - 501,92}{3,3} = -722,67 \text{ DaN}$$

**Travée de rive (3-4) :**

**De gauche :**

$$T_w = \frac{402,12 \times 4,55}{2} + \frac{501,92 - 626,82}{4,55} = 887,37 \text{ DaN}$$

**De droite :**

$$T_e = -\frac{402,12 \times 4,55}{2} + \frac{501,92 - 626,82}{4,55} = -942,27 \text{ DaN}$$

**Calcul de l'abscisse de  $M_t$  maximum ( $x_0$ ) :**

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q} + \frac{l}{2}$$

**Travée de rive (1-2) :**

---

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_u r} + \frac{1}{2} = \frac{281,65 - 306,63}{3,05 \times 402,12} + \frac{3,05}{2} = 1,50 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_s r} + \frac{1}{2} = \frac{203,96 - 222,05}{3,05 \times 291,2} + \frac{3,05}{2} = 1,50 \text{ m}$$

**Travée de rive (2-3) :**

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_u r} + \frac{1}{2} = \frac{306,63 - 501,63}{3,3 \times 402,12} + \frac{3,3}{2} = 1,50 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_s r} + \frac{1}{2} = \frac{222,05 - 363,47}{3,3 \times 291,2} + \frac{3,3}{2} = 1,50 \text{ m}$$

**Travée de rive (3-4) :**

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_u r} + \frac{1}{2} = \frac{501,63 - 626,82}{4,55 \times 402,12} + \frac{4,55}{2} = 2,21 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q_s r} + \frac{1}{2} = \frac{363,47 - 453,92}{4,55 \times 291,2} + \frac{4,55}{2} = 2,21 \text{ m}$$

**Moment fléchissant en travée:**

$$M(x_0) = \left( \frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

**Travée (1-2) :**

Etat limite ultime ( E.L.U) :

$$M_t^{u1} = \left( \frac{402,12 \times 3,05}{2} (1,5) - \frac{402,12 \times 1,5^2}{2} \right) + \frac{281,65 - 306,63}{3,05} \times 1,5 - 281,65 = 173,53 \text{ DaN.m}$$

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

$$M_t^{s1} = \left( \frac{291,2 \times 3,05}{2} (1,5) - \frac{291,2 \times 1,5^2}{2} \right) + \frac{203,96 - 222,05}{3,05} \times 1,5 - 203,96 = 125,66 \text{ DaN.m}$$

## Chapitre IV : Etude des planchers

### Travée (2-3) :

Etat limite ultime ( E.L.U) :

$$M_t^{u2} = \left( \frac{402,12 \times 3,3}{2} (1,5) - \frac{402,12 \times 1,5^2}{2} \right) + \frac{306,63 - 501,92}{3,3} \times 1,5 - 306,63 = 147,46 \text{ DaN.m}$$

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

$$M_t^{u2} = \left( \frac{291,2 \times 3,3}{2} (1,5) - \frac{291,2 \times 1,5^2}{2} \right) + \frac{222,05 - 363,47}{3,3} \times 1,5 - 222,05 = 106,79 \text{ DaN.m}$$

### Travée (3-4) :

Etat limite ultime ( E.L.U) :

$$M_t^{u2} = \left( \frac{402,12 \times 4,55}{2} (2,21) - \frac{402,12 \times 2,21^2}{2} \right) + \frac{501,92 - 626,82}{4,55} \times 2,21 - 501,92 = 477,18 \text{ DaN.m}$$

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

$$M_t^{u2} = \left( \frac{291,2 \times 4,55}{2} (2,21) - \frac{291,2 \times 2,21^2}{2} \right) + \frac{363,47 - 453,92}{4,55} \times 2,21 - 363,47 = 345,55 \text{ DaN.m}$$

Types 01	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-3,29	-2,38	2,29	1,65	6,70
2	-6,26	-4,53	4,77	3,45	9,42

**Tableau IV.3: Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles (TERRASSE)**

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-6,26	-4,53	4,77	3,45	9,42

**Tableau IV.4 : Les valeurs des efforts maximums**

### IV.7-Ferrailage des poutrelles :

Etat limite ultime (E.L.U) :

En travée :

$$M_t^u = 4,77 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m} = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_T = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tu} = 4,77 \text{ KN.m} \rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2.$$

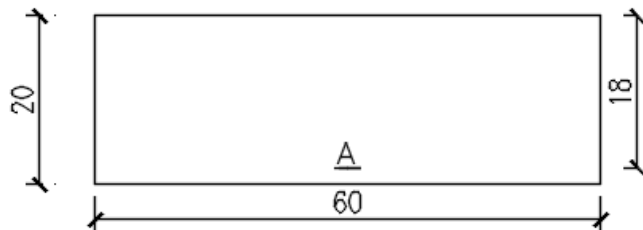


Fig. IV.5:section de calcul de poutrelle en travée.

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4771,8}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4771,8}{348 \times 0,991 \times 18} = 0,76 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 3T10 \longrightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 3,45 \text{ KN.m}$$

### Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

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

$\Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  la section de calcul est une section en T.

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

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

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

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

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

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{3455,5}{7216,97} = 0,48$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,48 \times 4,05 = 1,94 \text{ MPa}$$

Flexion simple

$$\text{Section en T avec } \hat{A} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

Avec :  $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{4771,8}{3455,5} = 1,38$

$\alpha = 0,038 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

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

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

$\sigma_s = \frac{3455,5}{2,36 \times 0,991 \times 18} = 82,08 MPa \Rightarrow \sigma_s \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$

**Conclusion :**

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$   
 Fissuration peu nuisible  
 $\sigma_s \leq \sigma_s = 348MPa$

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

**En appui:**

Etat limite ultime (E.L.U) :

$M_a^u = -6,26 KN.m$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$  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  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) cm^2$ .

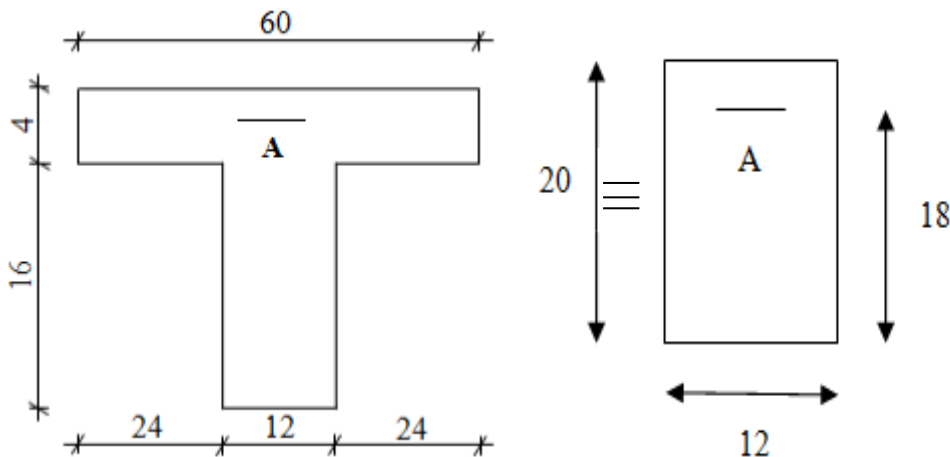


Fig. IV.6 :Section de calcul en appuis.

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6268,2}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,113$$

$$\mu = 0,113 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,150$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,94$$

### Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6268,2}{348 \times 0,94 \times 18} = 1,06 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 1T12 \longrightarrow A_a = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^{\text{ser}} = -4,53 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section en T avec } \hat{A} \hat{Z} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{6268,2}{4539,2} = 1,38$$

$$\alpha = 0,201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{A \times \beta \times d}$$

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

$$\sigma_s = \frac{4539,2}{1,13 \times 0,94 \times 18} = 237,41 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

### IV.8- 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.

$$T_u^{\max} = 9,42 \text{ KN} = 9422,7 \text{ N}$$

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

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

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

$$T_u^{\max} = 9422,7 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

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

$$A_{\text{inf}} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 9422,7 + \frac{6268,2}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,28 \text{ c} \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{9422,7}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

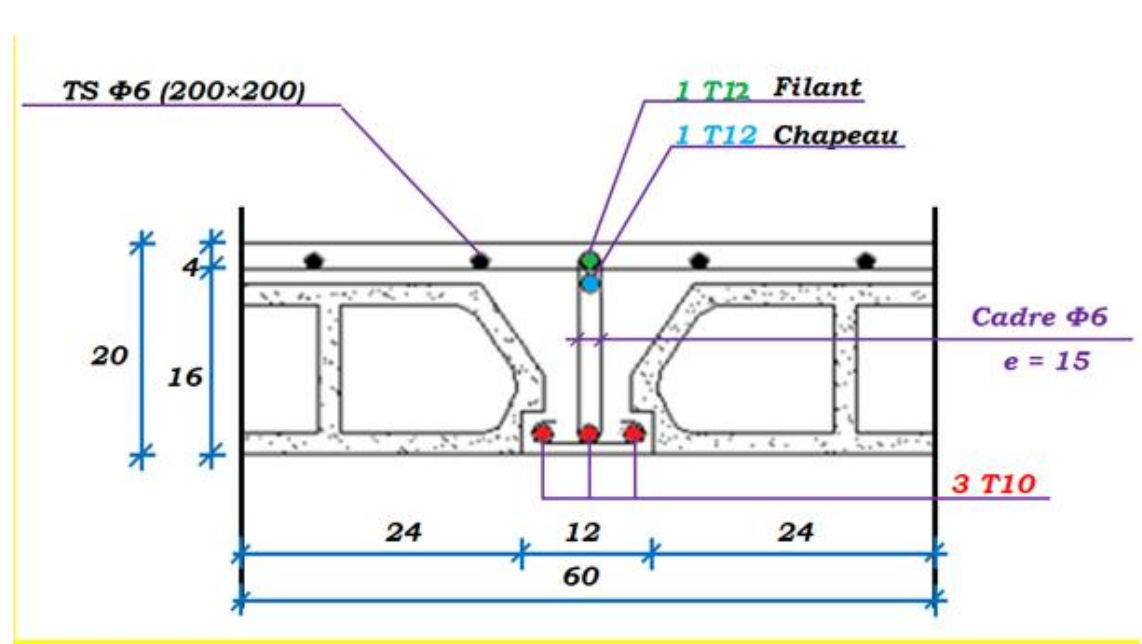
**Section des armatures transversales A t :**

Diamètre des armatures transversales :

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

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

**On prend :**  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 2\phi_6$        $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$



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

**L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,44 - 0,3 \times 2,1)} = 47 \text{ cm}$$

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

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

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

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

### IV-9 .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]

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{455} = 0,043 < 0,063$  Avec  $l = 4,55 \text{ m}$  (la plus grande portée)  $\rightarrow$  (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left( \frac{3455,5}{4539,2} \right) = 0,076$$

Avec  $M_t^s$ : le moment max en travée  $\rightarrow$  (Condition vérifiée).

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,018 \rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**Conclusion :**

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

On doit vérifier que  $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t_{max}}$

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

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

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

**g** : charge permanente après mise en place des cloisons ;

## Chapitre IV : Etude des planchers

---

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 578 = 346,8 \text{ daN/ml .}$$

**j = g:** charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 346,8 \text{ daN/ml.}$$

**p :** charge totale ;  $p = (G + Q) \times 0,6 = (578 + 100) \times 0,6 = 406,8 \text{ daN/m}$

### Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0,8 \times g \frac{L^2}{8} = 0,8 \times 346,8 \frac{4,55^2}{8} = 717,96 \text{ daN/m}$$

$$M_p = 0,8 \times p \frac{L^2}{8} = 0,8 \times 406,8 \frac{4,55^2}{8} = 842,18 \text{ daN/m}$$

$$M_j = 0,8 \times j \frac{L^2}{8} = 0,8 \times 346,8 \frac{4,55^2}{8} = 717,96 \text{ daN/m}$$

### 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 :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$

### Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

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

### Coordonnées du centre de gravité :

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36}$$

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

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

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

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

### 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.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,0925 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

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

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7179,6}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 197,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8421,8}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 231,60 \text{ MPa}$$

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

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

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 197,44 + 2,1} = 0,65$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,65$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 231,60 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,69$$

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

Avec

$I_f$ : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 1,47$$

$$I_{fg}^j = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,65} = 6296 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 1,47 \times 0,65} = 10941,86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,69} = 6034 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{7179,6 \times 4,55^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 10941,86} = 1,25 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{7179,6 \times 4,55^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6296} = 0,73 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{8421,8 \times 4,55^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6034} = 0,89 \text{ cm}$$

**La flèche totale :**

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

$$\Delta_{ft} = (1,25 - 0,73) + (0,89 - 0,73)$$

$$\Delta_{ft} = 0,68 \text{ cm}$$

**La flèche admissible :**

$$l = 4,55 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft\max} = \frac{455}{500} = 0,91 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,68 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 0,91 \text{ cm}$$

**La flèche est vérifiée.**

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

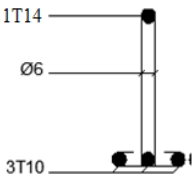
			Armaturelongitudinal		Choix d'armatures	Armaturetransversal		Disposition d esArmatures
			M[N.m]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]		T [N/m]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]	
Plancher errasse	En travée	ELU	4771,8	0,76	3T10 A <sub>t</sub> =2,36cm <sup>2</sup>	9422,7	2Φ6 A <sub>t</sub> =0,57cm <sup>2</sup>	
		ELS	3455,5	Vérifiée				
	En appuis	ELU	-6268,2	1,06	1T14 A <sub>a</sub> =1,54cm <sup>2</sup>			
		ELS	-4539,2	Vérifiée				

Tableau IV.5 :Tableau de ferrailage de poutrelles.

### IV.10-Dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles. Pour le calcul, on utilisera **la méthode BAEL**, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastrées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à **1,25 M<sub>0</sub>** dans les deux directions

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>w</sub>** et **M<sub>e</sub>** : valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

**M<sub>0</sub>** : Moment pour une dalle simplement appuyée.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de **0,25M<sub>0</sub>** permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

#### Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

#### Dalle portante dans deux directions :

Dans notre cas on a des dalles portantes dans deux directions : Dite dalle sur quatre appuis,

elle porte Le rapport :  $0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

La charge est uniformément répartie.

#### Remarque :

D'après l'article (A.8.2, 32) du **BAEL 91 modifié 99**, Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de **15%** et **25%** selon la condition d'encastrement ce

## Chapitre IV : Etude des planchers

---

qui conduit à un moment en travée  $M_t$  de, respectivement,  $0,85M_0x$  et  $0,75M_0x$ . Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de **40%** et **50%** des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

### Les conditions d'appuis :

Si le panneau de dalle fait partie d'un hourdis continu ou s'il existe un semi encastrement aux appuis, on calculera les moments  $M_x$  et  $M_y$  par les coefficients suivants

#### Suivant le sens (x) :

$$M_{tx} = 0,75M_x \text{ (en travée)}$$

$$M_{ax} = 0,50M_x \text{ (en appuis)}$$

#### Suivant le sens (y)

$$M_{ty} = 0,75M_y \text{ (en travée)}$$

$$M_{ay} = 0,50M_y \text{ (en appuis)}$$

#### Suivant le sens (x) :

$$M_{tx} = 0,85M_x \text{ (en travée)}$$

$$M_{ax} = -0,30M_x \text{ (en appuis de rive)}$$

$$M_{ax} = -0,50M_x \text{ (en appuis intermédiaire)}$$

#### Suivant le sens (y) :

$$M_{ty} = 0,85M_y \text{ (en travée)}$$

$$M_{ay} = -0,30M_y \text{ (en appuis)}$$

$$M_{ay} = -0,50M_y \text{ (en appuis intermédiaire)}$$

### IV.11-Étapes de calcul :

#### Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\varnothing = \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 22\text{cm}$$

$$\varnothing = 2.2\text{cm} = 22\text{mm}$$

On prendra  $\varnothing = 12\text{mm}$

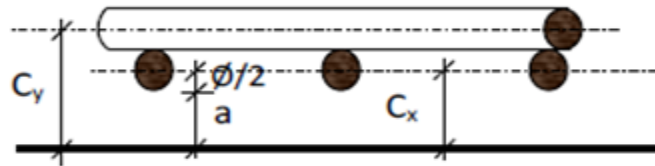
## Chapitre IV : Etude des planchers

---

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

- Pour un plancher exposé aux intempéries : **a = 2 cm**
- Pour un plancher non exposé aux intempéries : **a = 1cm**

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieure seront placées a 1cm de la paroi (a = 1cm).



**Fig. IV.8:Enrobage.**

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \frac{\varnothing}{2} + \varnothing \end{cases} \rightarrow \begin{cases} C_x = 25\text{mm} \\ C_y = 30\text{mm} \end{cases}$$

**Les hauteurs utiles :**

$$\begin{cases} dx = hd - C_x \\ dy = hd - C_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 20 - 2,5 \\ dy = 20 - 3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 17,5\text{cm} \\ dy = 17\text{cm} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

Le calcul est mené sur une bande de 1m perpendiculairement aux lignes d'appuis à l'ELU et à l'ELS à la manière d'une poutre sous l'effet de la charge, chaque bande se déforme et chaque bande est soulagée par une série de bande de l'autre direction.

Les armatures seront calculées suivant les deux sens X et Y, en fonction des moments isostatiques  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$ .

**Combinaisons fondamentales :**

**Plancher RDC :**

$$G=5,51 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } Q_u=1.35G+1.5Q=11,19\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_u=G+Q=8,01\text{KN/ml}$$

#### IV.12-Calcul des moments fléchissant :

**Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2,3,4) :**

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (4)

**L<sub>x</sub>=4,5m ; L<sub>y</sub>=4,6m**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0.4 \quad \text{Donc panneau 4 porte dans deux directions}$$

**Charge uniformément répartie.**

**Pour le plancher RDC :**

$$G = 6.49 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

**ELU :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 11,19 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_x = 8,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 8,3 \text{ KN.m}$$

**Suivant le sens x :**

**Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{tx} = 7,395 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_{ax} = -0,3 M_x$$

$$M_{ax} = -2,61 \text{ KN.m}$$

**Suivant le sens y :**

**Moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

$$M_{ty} = 6,225 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_{ay} = -0.5M_Y$$

$$M_{ay} = 4,15 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$Q_s = 18,01 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_x = 7,41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 7,18 \text{ KN.m}$$

**Suivant le sens x :**

**Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x$$

$$M_{tx} = 6,29 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0.3M_x$$

$$M_{ax} = 2,223 \text{ KN.m}$$

**Suivant le sens y :**

**Moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.75M_y$$

$$M_{ty} = 5,355 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_{ay} = 0.5M_Y$$

$$M_{ay} = 3,59 \text{ KN.m}$$

M(kN.m)	Panneau 1	Panneau 2	Panneau 3	Panneau 4
$M_x^u$	5,48	7,87	7,31	8,7
$M_x^{ser}$	4,52	6,176	5,61	7,41
$M_y^u$	4,38	3,77	2,64	8,3
$M_y^{ser}$	3,82	3,28	1,380	7,18
$M_{tx}^u$	4,384	5,902	5,848	7,395
$M_{tx}^{ser}$	3,616	4,632	4,488	6,29
$M_{ty}^u$	3,285	3,204	2,112	6,225
$M_{ty}^{ser}$	2,865	3,147	1,104	5,355
$M_g^u_x$	1,644	3,935	3,655	2,61
$M_g^{ser}_x$	1,356	3,088	2,905	2,223
$M_d^u_x$	3,75	3,935	2,193	2,61
$M_d^{ser}_x$	3,26	3,088	1,683	2,223
$M_g^u_y$	2,19	1,885	0,792	4,15
$M_g^{ser}_y$	1,91	1,199	0,414	3,59
$M_d^u_y$	2,19	1,131	1,32	4,15
$M_d^{ser}_y$	1,91	1,106	0,69	3,59

Tableau IV.6: Moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher RDC.

### IV.13-Ferrailage de plancher RDC :

Suivant le sens x :

En travée :

ELU :

$$M_{tx} = 7,395 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{0 \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{7395}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0,013 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,016 = 0,993$$

$$A_{xu}^t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7395}{0,993 \times 20 \times 348}$$

$$A_{xu}^t = 1,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,415 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_x^t ; A_{\min}) = 2,415 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_x^t = 5T10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Calcul des espacements :**

$$S_t = \min(3h ; 33) \text{ cm}$$

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**ELS :**

**Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

**Position de l'axe neutre**

**Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot A_u}{b} = 0,590$$

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

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} + 15 \times 3,93(20 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,48$$

$$E = 2 \times d \times D = 23,6$$

**Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

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

$$I = \frac{100 \times 5,48^3}{3} + 15 \times 3,93(20 - 5,48)^2$$

$$I = 17914,01 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{629}{17914,01}$$

$$k_1 = 0.035$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 0,19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

**En appuis :**

**ELU :**

$$M_{ax} = 3,935 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{3935}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0,0069 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0069}) = 0,0086$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0086 = 0.996$$

$$A_{xu}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3935}{0,996 \times 20 \times 348}$$

$$A_{xu}^a = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,415 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_x^t ; A_{min}) = 2,415 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^t = 5T10 / \text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

### Position de l'axe neutre

Moment statique au niveau de l'axe neutre :

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

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 3.93(20 - y_1)$$

$$D = \frac{15 \times Au}{b} = 0.590$$

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

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 3.93(20 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,48\text{cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 23,6$$

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

$$I = \frac{100 \times 5,48^3}{3} + 15 \times 3.93(20 - 5,48)^2$$

$$I = 17914,01\text{cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3088}{17914,01} \rightarrow k_1 = 0.1723$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 0,944\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

### Suivant le sens Y :

#### En travée :

#### ELU :

$$M_{ty} = 6,225 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{0 \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{6225}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0,010 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010}) = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,012 = 0,995$$

$$A_{yu}^t = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6225}{0,995 \times 20 \times 348}$$

$$A_{yu}^t = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,415 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_y^t ; A_{\min}) = 2,415 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_y^t = 4T10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Calcul des espacements :**

$$S_t = \min(3h ; 33) \text{ cm}$$

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**ELS :**

**Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

**Position de l'axe neutre**

**Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot A_u}{b} = 0,471$$

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

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} + 15 \times 2.39(20 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4,83 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 18,84$$

**Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

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

$$I = \frac{100 \times 4,83^3}{3} + 15 \times 3,14(20 - 4,83)^2$$

$$I = 14595,02 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{535,5}{14595,02}$$

$$k_1 = 0,037$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 0,178 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

**En appuis :**

**ELU :**

$$M_{\text{ay}} = 4,15 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ty}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{4150}{100 \times 20^2 \times 14,2} = 0,0073 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0073}) = 0,0091$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0091 = 0,996$$

$$A_{yu}^a = \frac{M_{\text{ax}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4150}{0,996 \times 20 \times 348}$$

$$A_{yu}^a = 0,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,415 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_x^t ; A_{\text{min}}) = 2,415 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_x^t = 4T10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Calcul des espacements :**

$$S_t = \min(3h ; 33) \text{ cm}$$

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

**Position de l'axe neutre**

**Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

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

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 3,93(20 - y_1)$$

$$D = \frac{15 \times Au}{b} = 0,471$$

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

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 3,14(20 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4,83\text{cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 18,84$$

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

$$I = \frac{100 \times 4,83^3}{3} + 15 \times 3,14(20 - 4,83)^2$$

$$I = 14595,02\text{cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3590}{14595,02} \rightarrow k_1 = 0,2459$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 1,187\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

**Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.**

**IV.14-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \\ V_{uy} = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_{ux} \end{cases}$$

**Avec :**

$$q_u = 11,19 \text{ kN/m}$$

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

$$\rho = 0,97$$

$$V_{ux} = \frac{11,19 \times 4,5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,97}{2}} = 16,95 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 11,19 \times \frac{4,5}{3} = 16,78 \leq V_{ux}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{16,95}{100 \times 20} = 0,00847 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible.

On a :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### IV.15-Vérification de la flèche :

Il est indispensable de vérifier la flèche si la condition ci-dessous est satisfaite :

$$\frac{h}{L} \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20}; \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \right\}$$

$$\frac{20}{450} = 0,044 \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20}; \frac{7,395}{8,7} \right\} = \max \{ 0,038 ; 0,05 ; 0,85 \} = 0,85 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 20} = 0,001965 \leq 2 \times \frac{1}{400} = 0,005 \dots \dots \text{(C.V)}$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée on doit passer par la vérification de flèche.

On opte donc :

**En travée :**

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

$$A_y^t = 4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

**En appui :**

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

$$A_y^a = 4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2/m$$

### IV.16-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrillé de planchers à cors creux (plancher terrasse) et dalles pleines (plancher RDC).

# **Chapitre V**

---

## Etude sismique

## **V.1- Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui a le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre, il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques.

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques.

Le calcul de ces efforts sera l'objet de ce chapitre, selon le « R.P.A.99 », la calcul des forces sismiques peut être menu suivant deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique d'analyse modale spectrale.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

## **V.2-Etude dynamique :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

## **V.3-Etude sismique**

### **V.4-Méthodes de calcul :**

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et

- Méthode dynamique modale spectrale.

**Méthode statique équivalente :**

**Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003)/4.2.1]**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W** : Poids total de la structure.

**Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

**Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

- Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
- A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

- Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

**Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
- La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.
- Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :                tous groupe.

Zone IIa :            groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 Niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :    groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 Niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 Niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 Niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**les sollicitations sont calculé par un logiciel de calcul**).

**Méthode dynamique modale spectrale :**

**Principe :**

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

### **Présentation du logiciel :**

On a utilisé un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes  $\sigma$ ...)

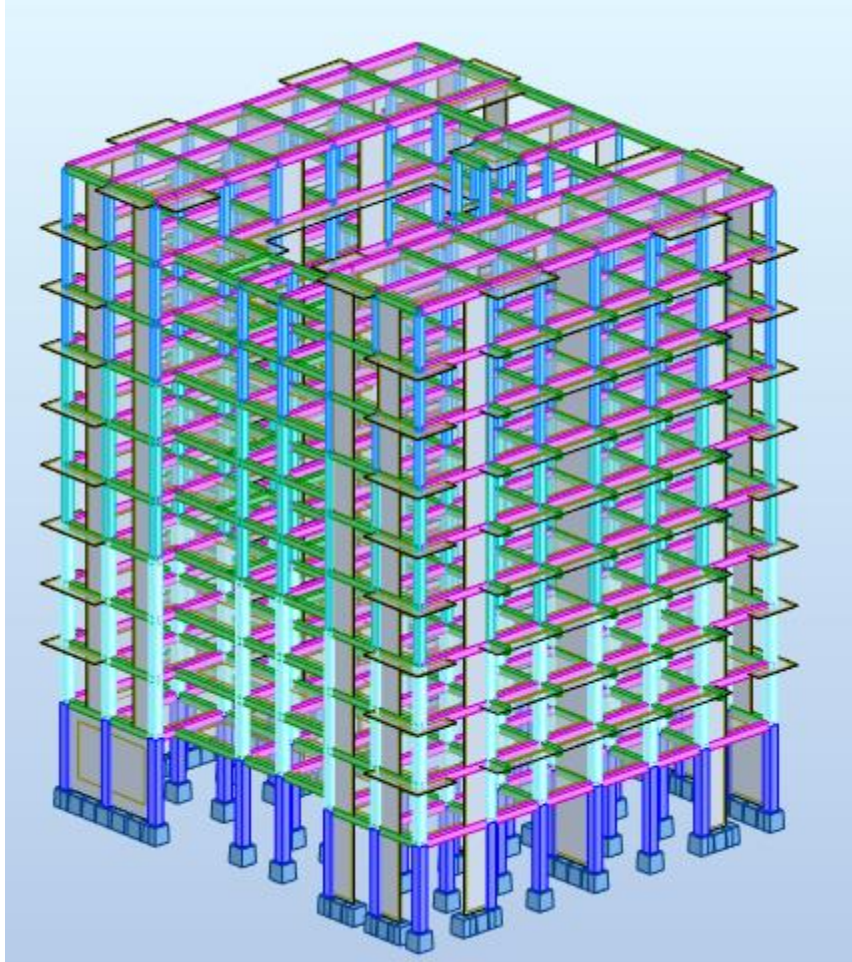
### **Étapes de modélisation :**

#### **Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :**

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- Introduit les conditions aux limites.



**Fig.V.1: Interface de la structure.**

**Détermination des charges :** pour notre cas, on a trois type :

**Charge permanente G:** contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

**Charges d'exploitation Q:** les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

**Les forces sismiques E :** contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y).

- Détermination des combinaisons de charges :
  - 1)  $1.35G + 1.5Q$
  - 2)  $G + Q$
  - 3)  $0.8G + E$

- 4) 0.8G -E
- 5) G +Q+E
- Vérification des erreurs :
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- **Détermination du spectre de réponse :**
- Zone : IIa
- Usage : 2
- Site : S<sub>3</sub>
- Coefficient de qualité : 1.35
- Coefficient de comportement : 4
- Amortissement : 7.00 %

**Résultats de calcul :**

MODE	Période	Masses cumulées U <sub>x</sub> (%)	Masses cumulées U <sub>y</sub> (%)	Masses modale U <sub>x</sub> (%)	Masses modale U <sub>y</sub> (%)
1	0,78	63,67	0,06	63,67	0,06
2	0,69	69,58	0,17	5,91	0,11
3	0,61	69,59	64,76	0,01	64,60
4	0,31	69,59	64,76	0,00	0,00
5	0,26	78,74	64,76	9,15	0,00
6	0,24	78,94	64,76	0,19	0,00
7	0,24	81,24	64,77	2,30	0,01
8	0,20	81,24	66,30	0,00	1,53
9	0,19	81,24	72,34	0,00	6,03
10	0,19	81,24	77,10	0,00	4,76
11	0,17	81,46	77,36	0,22	0,26
12	0,16	81,48	79,05	0,02	1,69
13	0,16	81,71	79,05	0,23	0,00
14	0,15	82,47	79,18	0,76	0,13

**Tableau V.1 : Période et facteur de participation massique**

**Remarque :**

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T=0,78\text{sec}$ .
- Les 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

( Voir annexes ).

**V.5-interprétation des résultats :**

**Vérification la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$

**Calcul la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W** : Poids total de la structure.

**Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

**η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où :  $\zeta$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.1)RPA**

Portique en béton armé, remplissage dense  $\Rightarrow \zeta = 7\%$

$\xi$  : coefficient d'amortissement transversal

Le type de sol ( $S_4$ )  $\rightarrow \xi = 0,07$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site très meuble ( $S_4$ )  $\Rightarrow T_2 = 0.70s$  (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 24,08m et

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (28,14)^{3/4} = 0.61s \Rightarrow T_{dyn} = 0,78s \leq 1,3 \times T = 1,3 \times 0,61 = 0,79$$

$$0 \leq T = 0.61s \leq T_2 \Rightarrow D = 2.5\eta \Rightarrow \mathbf{D=2.2}$$

**Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

**Zone IIa**

**Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$$\Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

**Coefficient de comportement R :**

Portiques contreventés par des voiles  $\Rightarrow \mathbf{R = 4[RPA99 (version2003)/tableau 4]}$

**Facteur de qualité Q :**

Critère	P <sub>q</sub>	
	P <sub>qx</sub>	P <sub>qy</sub>
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	<b>0.35</b>	<b>0.35</b>

**Tableau V.2 : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>**

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0.35 = 1.35$$

**Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

**Avec :**

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation.

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes.

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

**Remarque :** le poids total de la structure est donné par un logiciel de calcul :

$$W = 4866408 \text{Kg}$$

Donc :

$$V = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.35}{4} \times 48664.08 = 5419.96 \text{KN}$$

$$0.8 \times V = 4335.97 \text{KN}$$

Après l'interprétation des résultats obtenu par le logiciel de calcul la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

**Sens xx**

$V_x = 4957.94\text{KN} > 80\% V \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Sens yy**

$V_y = 4629.28\text{KN} > 80\% V \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Donc, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$

et  $T_k \leq 0.20s$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 10 niveaux)

$$K \geq 3\sqrt{10} \Rightarrow K \geq 9.49$$

$$\Rightarrow K = 10$$

**Vérification de la période : [RPA99(version 2003)/4.2.4.4] :**

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{dyn}} = 0.78 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.61 = 0.79\text{s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**Some participation Modal :**

$$\text{Masse Modal : } U_x = 90.79 \geq 90\%$$

$$\text{Masse Modal : } U_y = 88.06 < 90\%$$

Donc : Condition non vérifiée.

**V.6-Calcul et vérification des déplacements :**

D'après le RPA 99 (version 2003)[art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal au niveau k ;

$\delta_{eK}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

**h<sub>e</sub>**: Hauteur d'étage

h <sub>k</sub> (cm)	$\delta = R \times \delta_{ek}$		$\Delta_k$		Vérification
	sens x	sens y	sens x	sens y	
306	0.49	0.2	0.49	0.2	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	1.5	0.74	1.01	0.54	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	2.76	1.45	1.26	0.71	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	4.09	2.25	1.33	0.8	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	5.46	3.15	1.37	0.9	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	6.74	4.08	1.28	0.93	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	7.89	4.99	1.15	0.91	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	8.97	5.95	1.08	0.96	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	9.83	6.82	0.86	0.87	< $\Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
445	10.46	7.57	0.63	0.75	< $\Delta_{radm}=4.45\text{cm}$

**Tableau. V.3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher**

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :** [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P<sub>k</sub> = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$Hk$	$\Delta Kx$	$\Delta Ky$	$VKx$	$VKy$	$PK_G$	$PK_Q$	$P_K$	$\theta_x$	$\theta_y$	Vérification
445	0.49	0.2	4301,96	4434,02	45872,98	9250,90	47723,16	0,012	0,005	$\leq 0,1$
306	1.01	0.54	4240,96	4389,52	38979,43	8070,17	40593,46	0,031	0,016	$\leq 0,1$
306	1.26	0.71	4092,28	4256,73	34287,84	7090,93	35706,07	0,035	0,019	$\leq 0,1$
306	1.33	0.8	3850,34	4035,58	29640,23	6125,58	30865,35	0,034	0,020	$\leq 0,1$
306	1.37	0.9	3520,63	3729,76	25064,52	5169,21	26098,36	0,033	0,020	$\leq 0,1$
306	1.28	0.93	3110,87	3338,40	20622,26	4220,43	21466,37	0,029	0,020	$\leq 0,1$
306	1.15	0.91	2613,53	2845,95	16157,15	3264,06	16809,96	0,024	0,018	$\leq 0,1$
306	1.08	0.96	2034,86	2250,04	11694,45	2284,82	12151,41	0,021	0,017	$\leq 0,1$
306	0.86	0.87	1408,58	1582,50	7560,76	1307,18	7822,20	0,016	0,014	$\leq 0,1$
306	0.63	0.75	692,19	797,24	3483,85	342,93	3552,44	0,010	0,011	$\leq 0,1$

**Tableau V.4 : Vérification de L'effort p- $\Delta$ .**

**Vérification Risque de torsion :**

.Le Centre de Gravité  $\Rightarrow C_G(X_G; Y_G) \Rightarrow C_G(12,14; 12,77)$

.Le Centre d'Inertie  $\Rightarrow C_I(X_I; Y_I) \Rightarrow C_I(12,07; 12,70)$

On à :

$L_X = 22,90m$  et  $L_Y = 26,35m$

Donc :

$\Delta_X = 12,14 - 12,07 = 0,07cm \leq 5\% \times L_X = 1,145cm$

$\Delta_Y = 12,77 - 12,70 = 0,07cm \leq 5\% \times L_Y = 1,317cm$

Alors : Condition est Vérifiée Donc Il n'a pas risque de torsion.

# **Chapitre VI**

---

Etudes des portiques

## **VI.1.INTRODUCTION :**

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

## **VI.2.DEFINITION :**

### **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.

### **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur  $h \geq (4 \times e)$  qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

## **VI.3.FERRAILLAGE 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.

### **Combinaisons d'actions :**

Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

$1,35G + 1,5Q \longrightarrow$  Etat Limite ultime.

G+Q  $\longrightarrow$  Etat Limite de service.

Les efforts sont calculés en tenant compte des combinaisons obtenues à l'aide d'un logiciel.

#### **VI.4-FERRAILLAGE DES POUTRES :**

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : **(30 × 40) cm<sup>2</sup>**.
- Poutres secondaires : **(30 × 35) cm<sup>2</sup>**.

**Ferraillages réglementaires :**

**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 :  $0.5\% \times B$  en zone IIa.
- Armatures maximale  $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courte} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de :  $40.\emptyset$  en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

**Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \text{ min} = 0,003 \times S \times b$$

**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 :

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \varnothing \right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

**Règlement BAEL91 :[BAEL91r99 /Article-4.2]**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donnés par un logiciel on obtient les résultats suivants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x40)cm	Poutres secondaires (30x35)cm
<b>E.L.U (1,35G+1,5Q)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	41,90	29,88
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-84,95	-60,42
<b>E.L.S (G+Q)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	30,34	29,88
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-61,46	-43,50

**Tableau VI.1:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

**Armatures longitudinales :**

**Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

**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 :**

$$h=35 \text{ cm}; b=30\text{cm}; d= 0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

**Exemple de Calcul : Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>**

**En travée :**

**Situation durable et transitoire :**

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

$$M_t^u = 41,90 \text{ KN.m} = 41900 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{41900}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0.075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,098$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,960$$

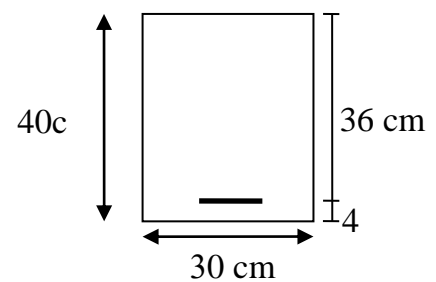
Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{41900}{348 \times 0,960 \times 36} = 3,48 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:



**Figure VI.1 : Schéma d'une section de calcul en travée.**

$$3T14 \longrightarrow A = 4,62\text{cm}^2$$

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

$$M_t^s = 30,34\text{KN.m} = 30340\text{N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 2,31\text{cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 166,38\text{cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 10,79\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} = 56605,37\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = 0,54$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,54 \times 10,79 = 5,83\text{MPa}$$

**Conclusion :**

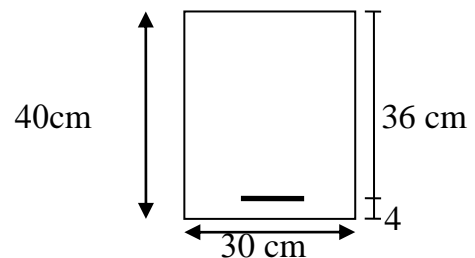
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

**En appuis :**

**Cas fondamentaux :**

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

$$M_a^u = 84,95\text{N.m} = 84950\text{N.m}$$



**Figure VI.2:Section de calcul en Appuis.**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{84950}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,153$$

$$\mu = 0,075 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,208$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,916$$

Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{84950}{348 \times 0,916 \times 36} = 7,40 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{cm}^2$$

Choix des armatures:

$$3T14+3T12 \longrightarrow A = 8,01 \text{cm}^2$$

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

$$M_a^s = 61,46 \text{KN.m} = 61460 \text{N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 4,01 \text{cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 288,36 \text{cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 13,44 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} = 85427,93 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = 0,72$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,72 \times 13,44 = 9,68 \text{MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

### VI.5-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.

$$T_u^{\max} = 79,28 \text{KN} = 79280 \text{N}$$

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

[CBA93/A.5.1.3]

---

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

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32.4 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 79280 \text{ N} \leq 0,267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

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

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

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1,15}{400} \left[ 79280 + \frac{84950}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 2,35 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{79280}{30 \times 36 \times 10^2} = 0,73 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,30 \right) = 1,14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm}$$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8$        $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,73 - 0,3 \times 2,1)} = 125,96 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99 (version2003)** :

Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \emptyset\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,30\right) = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{cases}$$

### **Vérification des armatures transversales:**

Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,5 \text{ cm}^2$$

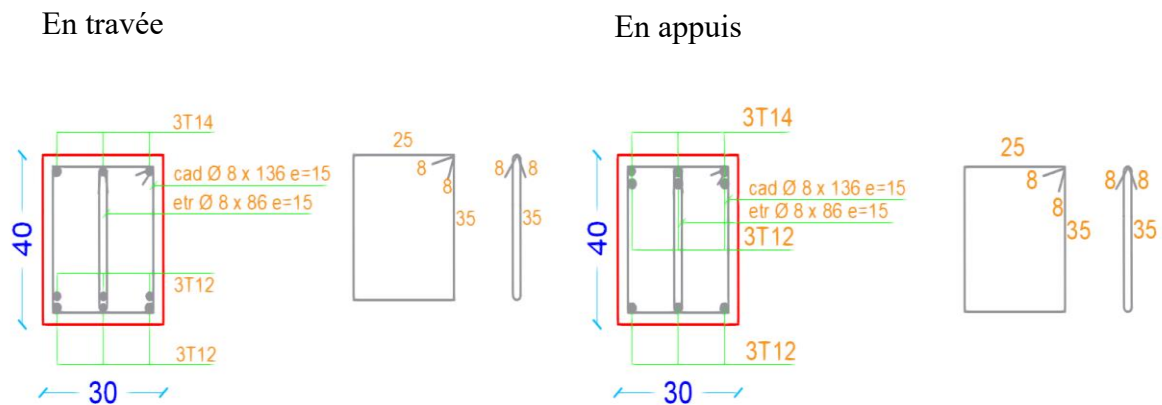
Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

### **Longueur de recouvrement :**

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre  $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$



**Figure VI.3:** Schéma de ferrailage de la poutre principale.

Type		$A_{\text{calc}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{choisis}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$Q_t$ ( $\text{cm}$ )	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	3,48	3T14	4,62	$\phi 8$	15	10
Poutres principales	Appui	7,40	3T14 Filante + 3T12 Chapeaux	8,01	$\phi 8$	15	10

**Tableau VI.2 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

### 1. Etude des poutres secondaires P.S (30 x 35) :

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales.

Type		$A_{calc}$ ( $cm^2$ )	$A_{choisis}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$Q_t$ ( $cm$ )	$\delta_t$ ( $cm$ ) zone courante	$\delta_t$ ( $cm$ ) zone nodale
Poutres Secondaires	Travée	2,83	3T12	3,39	$\phi 8$	20	10
Poutres Secondaires	Appui	5,98	6T12	6,79	$\phi 8$	20	10

**Tableau VI.3:** Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

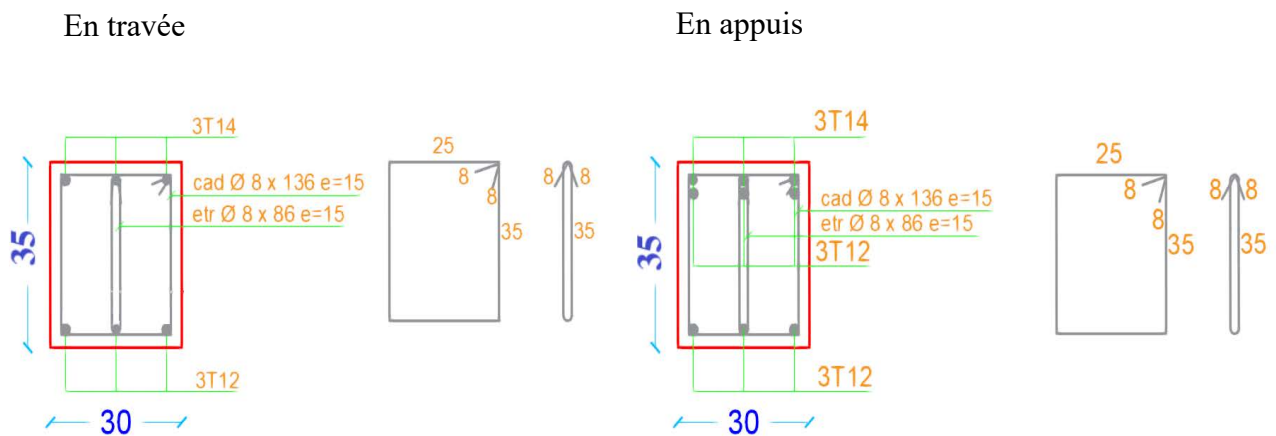


Figure VI - 4: Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire

Type des poutres		$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	$A_{corr}$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutres Principales</b> (30x40)	<b>Travées</b>	3,48	<b>3T14</b>	4,62
	<b>Appuis</b>	7,40	<b>3T14 + 2T12</b>	8,01
<b>Poutres Secondaires</b> (30x35)	<b>Travées</b>	2,83	<b>3T12</b>	3,39
	<b>Appuis</b>	5,98	<b>6T12</b>	6,79

**Tableau VI.4 :** Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

### VI.6- Ferrailage 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 et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens y-y

Sens x-x

$$\begin{array}{ll}
 M_{x\max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1 & M_{y\max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4 \\
 N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2 & N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5 \\
 N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3 & N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6
 \end{array}$$

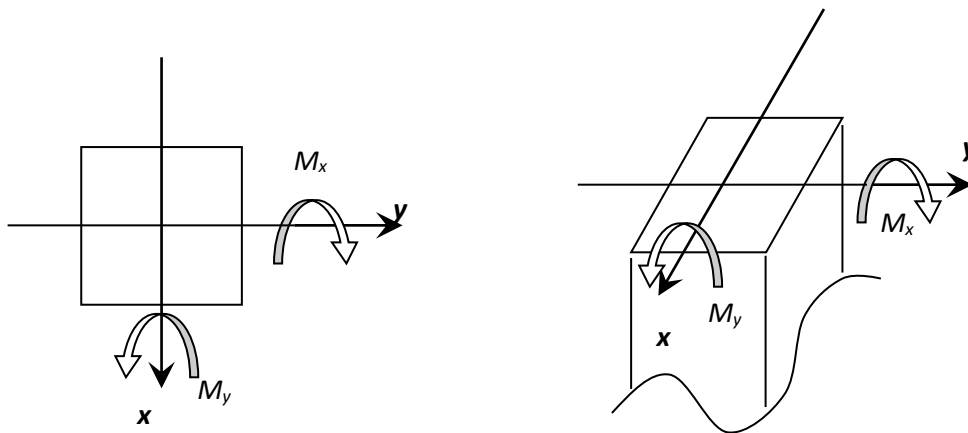


Fig.VI.5:Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ( $1,35G+1,5Q$ ) pour la situation durable et ( $G+Q\pm E$ ) et ( $0,8G\pm E$ ) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

- Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

**Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
  - ◆ 4% en zone courante et
  - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de 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 :

$$L'=2h$$

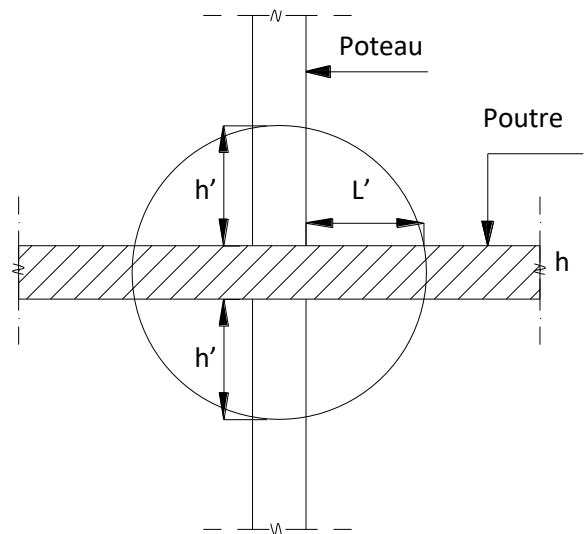
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

**h**: Hauteur de la poutre;

**b** et **a** : Section d'un poteau;

**h<sub>e</sub>**: Hauteur libre entre deux étages.



**Fig.VI.6:La zone nodale**

Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- |   |   |  |
|---|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>A_L \geq 4\text{cm}^2</math> par mètre de périmètre</li> <li>- <math>0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B</math></li> </ul> | } | Pour une section entièrement comprimée |
|---|---|--|

Avec :

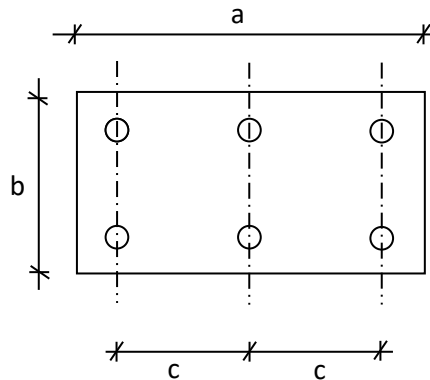
**B** : Section totale du poteau.

-  $A_{\min} = \frac{f_t 28}{f_e} \times B$  pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

-  $c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

**B** : Petite côté du rectangle.



**Fig.VI.7:**Espacement entre les armatures longitudinales

Les armatures transversales :

Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux  $A_t$  sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

**Avec :**

$T_u$  : Effort tranchant;

$a$ : Hauteur totale de la section brute;

$f_e$ : Limite élastique des armatures transversales et

$\rho_a$ : Coefficient dépend de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Espacement entre les armatures transversales :  $\delta_t$

Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t}$  en % est donné comme suit:

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

**a et b:** Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**$L_f$  :** Longueur du flambement.

Conditions de BAEL91 : **[B.A.E.L.91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

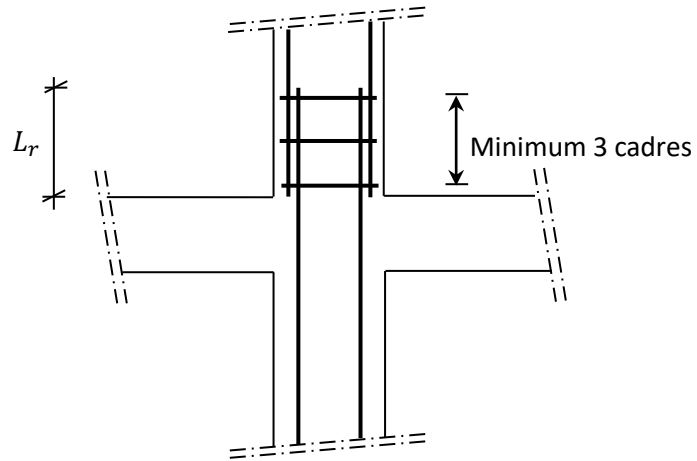
$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}} ; 40\text{cm} ; b + 10\text{cm})$$

**Avec :**

**b:** Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\varphi_{L_{\min}}$  : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cadres des armatures transversales.



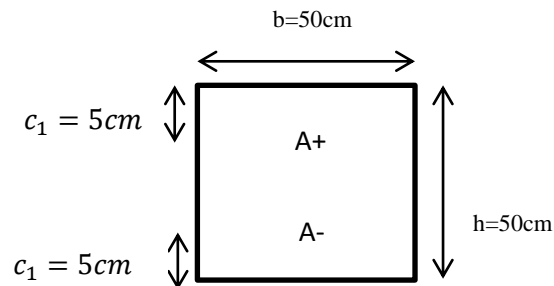
**Fig.VI.8:**Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

combinaison	Section(cm <sup>2</sup> )		(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	Ferrailage (50×50) (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage (45×45) (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage (40×40) (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage (35×35) (cm <sup>2</sup> )
	solllicitations									
ELU	Cas 1	N <sup>max</sup> (KN)	1539,17	1328,91	817,01	387,74	A <sub>s1</sub> = 4 A <sub>s2</sub> =4	A <sub>s1</sub> = 3,6 A <sub>s2</sub> =3,6	A <sub>s1</sub> = 3,2 A <sub>s2</sub> =3,2	A <sub>s1</sub> =2,8 A <sub>s2</sub> = 2,8
		M <sup>corr</sup> (KN.m)	11,83	21,15	18,84	14,80				
	Cas 2	M <sup>max</sup> (KN.m)	24,11	44,77	43,81	47,85	A <sub>s1</sub> = 4 A <sub>s2</sub> =4	A <sub>s1</sub> = 3,6 A <sub>s2</sub> =3,6	A <sub>s1</sub> =3,2 A <sub>s2</sub> =3,2	A <sub>s1</sub> =2,8 A <sub>s2</sub> = 2,8
		N <sup>corr</sup> (KN)	589,89	466,89	223,56	87,14				
	Cas 3	N <sup>min</sup> (KN)	288,8	228,74	124,81	2,27	A <sub>s1</sub> =4 A <sub>s2</sub> =4	A <sub>s1</sub> =3,6 A <sub>s2</sub> = 3,6	A <sub>s1</sub> = 3,2 A <sub>s2</sub> =3,2	A <sub>s1</sub> =2,8 A <sub>s2</sub> = 2,8
		M <sup>corr</sup> (KN.m)	2,50	3,70	4,91	14,98				
ACC	Cas 4	N <sup>max</sup> (KN)	2000,41	2135,48	793,23	317,24	A <sub>s1</sub> = 3,6 A <sub>s2</sub> =3,6	A <sub>s1</sub> = 3,2 A <sub>s2</sub> =3,2	A <sub>s1</sub> =2,8 A <sub>s2</sub> = 2,8	A <sub>s1</sub> = 2,4 A <sub>s2</sub> =2,4
		M <sup>corr</sup> (KN.m)	60,68	34,95	15,17	31,49				
	cas 5	M <sup>max</sup> (KN.m)	73,02	154,01	108,72	54,44	A <sub>s1</sub> = 16,1 A <sub>s2</sub> =16,1	A <sub>s1</sub> = 4,7 A <sub>s2</sub> =4,7	A <sub>s1</sub> = 6,2 A <sub>s2</sub> =6,2	A <sub>s1</sub> =2,9 A <sub>s2</sub> = 2,9
		N <sup>corr</sup> (KN)	284,99	249,95	194,97	54,86				
	Cas 6	N <sup>min</sup> (KN)	-1017,58	-1144,27	-320,68	-54,12	A <sub>s1</sub> = 10,5 A <sub>s2</sub> =14,94	A <sub>s1</sub> = 11,15 A <sub>s2</sub> = 17,46	A <sub>s1</sub> = 3,3 A <sub>s2</sub> =5,1	A <sub>s1</sub> =2,69 A <sub>s2</sub> = 3,79
		M <sup>corr</sup> (KN.m)	35,47	44,18	10,79	5,74				
Effort tranchant	T(KN)		31,11	33,14	31,82	31,45	/	/	/	/

**Tableau VI. 5:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normal et des efforts tranchant.

**Calcul des armatures :**(Exemple de calcul: poteau (50×50) cm<sup>2</sup>)

Calcul d'une section carrée :



**Fig. VI.9 :**section carrée compression (ELU).

**Armatures longitudinales :**

**Situation durable et transitoire :**

**ELU :**

**1<sup>er</sup> Cas:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{max}}=1539,17\text{KN}$
- $M^{\text{corr}}=11,83\text{KN.m}$

**Calcul suivant l'axe y-y :**

**Calcul a l'état ultime de résistance :**

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

$$A' = \frac{N - 100B \cdot \sigma_b'}{100 \cdot \sigma_s} = \frac{1539,17 \times 10^3 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} = -57,79\text{cm}^2 < 0 \implies A' = 0$$

**Détermination du type de sollicitation :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{11,83}{1539,17} = 0,77 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,5 \times 4,45}{0,5} = 4,45$$

On à

$$\frac{l_f}{h} = 4,45 < \text{Max} \left\{ 15; \left( 20 \cdot \frac{e_1}{h} = 0,034 \right) \right\}$$

Le calcul revien a la flexion composée avec un moment fictif

$$M_f = N_u(e_1 + e_2 + e_a)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_U} = \frac{12,78}{24,11} = 0,44$$

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \text{Max} \left( 2 \text{ cm}; \frac{445}{250} = 1,78 \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 222,5^2}{10^4 \times 50} (2 + 0,44 \times 2) = 0,85 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u(e_1 + e_2 + e_a) = 5571,8 \text{ N.m}$$

$$M_f = 5571,8 \text{ N.m}$$

Détermination du type de sollicitation :

$$e_0 = \frac{M_f}{N} = \frac{5571,8}{1539,17} = 3,62$$

$$e = e_0 + \left( \frac{h}{2} - c_1 \right) = 3,62 + \left( \frac{50}{2} - 5 \right) = 23,62 \text{ cm}$$

$$M_1 = N \cdot e = 1539,17 \times (23,62 \times 10^{-2}) = 363595 \text{ N.m}$$

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{\text{(I)}} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N \times (d - c_1) - M_1}_{\text{(II)}}$$

$$(I) = (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 14,2 \times 0,5 \times 0,5 = 453333,40 \text{ N.m}$$

$$(II) = 1539,17(0,45 - 0,05) - 363595 = 252073 \text{ N.m}$$

$I > II \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

On revient à la flexion simple avec un moment fictif :  $M_f$

$$M_f = 363595 \text{ N.m}$$

**Calcul en flexion simple :**

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{365,71 \times 1000}{14,2 \times 50 \times 45^2} = 0,253$$

$$\mu = 0,253 > \mu_{AB} = 0,186 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{pivot B}$$

2) Vérification de l'existence de A' :

$$1000 \varepsilon_L = \frac{f_e}{200 \cdot \gamma_s} = \frac{400}{200 \cdot 1,15} = 1,739$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_L} = 0,668$$

$$\mu_L = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,80,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

A' n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_L}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,392}) = 0,668$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,669 = 0,733$$

$$\sigma'_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mp}$$

**Les sections des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = 27,29 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(\sigma'_s \times d) - c_1} = 00 \text{ cm}^2$$

Les sections des armatures réelles:

$$A_{sup} = .00 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = .00 \text{ cm}^2$$

$$A' = Af'$$

$$A = Af - \frac{Nu}{100\delta s'} = -0,044$$

Donc on prend  $A=0$

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

Donc  $A_{tot}=\max (A,A_{min})$

$$A_{tot}=8\text{cm}^2$$

Choix :6T20 =>  $A=18,85\text{cm}^2$

**ACC :**

- $N^{\max}=-1017,58\text{KN}$
- $M^{\text{corr}}=35,47\text{KN.m}$

Section rectangulaire flexion composée, N effort de traction.

**Détermination du type de sollicitation:**

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{Mpa}$$

$$e_0 = 3,49\text{cm}$$

On a  $e_0 < d-h/2 \implies$  Section entièrement tendue.

$$A1 = 10.50 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 14.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 25.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 125.00 \text{ cm}^2$$

On a  $A_{tot} < A_{\max} \implies$  le pourcentage du ferrailages est dans les normes.

$$A_{min} = 13.12 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 10.50 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 14.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sup}} = 10.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 14.94 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_{\text{ser}} = 8,41 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 1115,80 \text{ KN}$$

Flexion composée section rectangulaire.

**Détermination de la nature de sollicitation :**

$$B_0 = (b \times h) + 15(A' + A) = 2971,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = V_2 = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$M_G = M_s = 8410 \text{ N.m}$$

$$I_{\text{xx}} = \frac{bh^3}{12} + A' \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 + A \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = \frac{50 \cdot 50^3}{12} + 10,5 \left(\frac{50}{2} - 5\right)^2 + 14,94 \left(\frac{50}{2} - 5\right)^2$$

$$I_{\text{xx}}' = 709353,30 \text{ cm}^4$$

$$e_G = \frac{M_G}{N} = \frac{8,41}{1115,80} \times 100 = 0,75 \text{ cm}$$

$$I_{\text{xx}}' / (B_0 \times V_2) = 9,5 \text{ cm}$$

On a  $e_G < I_{\text{xx}}' / (B_0 \times V_2) \implies$  section entièrement comprimée.

**Détermination des contraintes :**

$$\sigma_0 = \frac{N_{\text{ser}}}{100 \times b \times h} = 3,76 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{\text{xx}}} = \frac{1,45}{8,8} = 0,01$$

$$\sigma_{B1} = \sigma_0 + K \times V_1 = 4,05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{B2} = \sigma_0 - K \times V_2 = 3,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s1} = 15(\sigma_0 + K \times (V_1 - d')) = 59,89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s2} = 15(\sigma_0 - K \times (d - V_1)) = 52,77\text{Mpa}$$

**Vérification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{B1} < \bar{\sigma}_B \text{ et } \sigma'_{s1} < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Férrailages convenable.}$$

Les sections des armatures:

$$A_{\text{sup}} = 15,71\text{cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 15,71\text{cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{\text{cal}} = \max(A^{\text{ELU}}, A^{\text{acc}}) = 25,44\text{cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$12\text{T}20 \Rightarrow A = 37,7\text{cm}^2$$

**Armatures transversales :**

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$T_{\text{max}} = 31,11\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d \times 100} = \frac{33110}{50 \times 45 \times 100} = 0,147\text{MPa}$$

**Selon le C.B.A93 : Art A .5.1.2.1 :**

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,147\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\text{max}}}{3} = \frac{1,4}{3} = 0,46\text{cm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8\text{mm}$  avec une nuance d'acier FeE400

**Espacement des armatures transversales :**

**Suivant les règles BAEL 91 :**

$$t \leq \min(15\phi_L^{\text{min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm}) = (15 \times 1,2; 40\text{cm}; 50 + 10) = 18\text{cm}$$

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

**D'après les règles RPA 99/Version 2003 : (zone IIa)**

**Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm) = (10 \times 1,2; 15cm) = 12cm$$
$$\Rightarrow t = 10cm$$

**Zone courante :**

$$t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18cm$$
$$\Rightarrow t = 15cm$$

**Calcul de  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{222,5}{50} = 4,45 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

Donc on vas interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 3110 \times 10}{50 \times 400 \times 100} = 0,58cm^2$$

On prend 2T8  $\Rightarrow A_t = 1,01 cm^2$

**Armatures transversales minimales :**

$$3 < \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{222,5}{50} = 4,45 < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot t = 0,003 \cdot 45 \cdot 10 = 1,35cm^2 < 2,01cm^2$$

**Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 40 + 50 = 90cm$$

$$h' = \max\left(\frac{405}{6}; 50; 50; 60\right) = 67,5cm$$

**Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}} = 40 \times 1,4 = 56cm$$

**Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot (b \cdot h) = 0,008 \cdot 50 \cdot 50 = 20cm^2$$

**Condition imposée par le BEAL 91 :**

$$A_{BAEL} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] = \max\left[\frac{0,2 \cdot 50^2}{100}; \frac{8(50+50)}{100}\right] = 8cm^2$$

**Conclusion :**

$$A = \max(A_{\text{calc}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}}) = (43,55 ; 16,2; 36,2) = 43,55 \text{cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$13\text{T}14 + 12\text{T}16 \rightarrow A = 44,14 \text{cm}^2$$

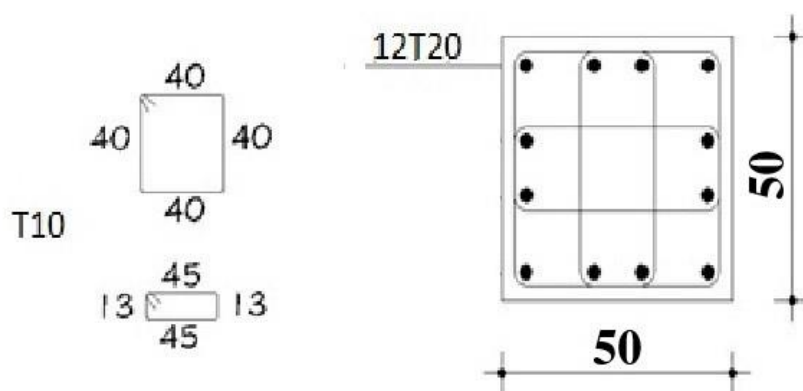
**Remarque :**

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Section	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A (cm <sup>2</sup> )	Long de rec.(cm)
		RPA	RPA	Choix		
(50×50)	25,44	16,2	101,25	12T20	37,70	80
(45×45)	28,61	12,8	80	10T20	30,91	64
(40×40)	12,4	9,8	61,25	4T16+4T12	12,60	64
(35×35)	6,48	7,2	45	4T14+4T12	10,68	56

**Tableau VI.6:** Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux.



**Fig VI.10 :** Ferrailage poteau (50×50)(\*).

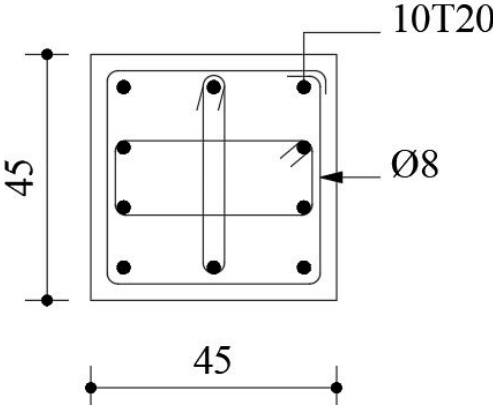


Fig VI.11 :Ferrailage poteau (45×45).

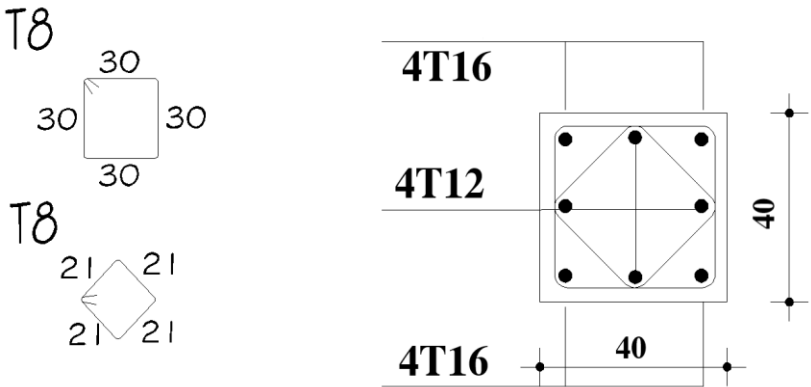


Fig VI.12 :Ferrailage poteau (40×40)(\*).

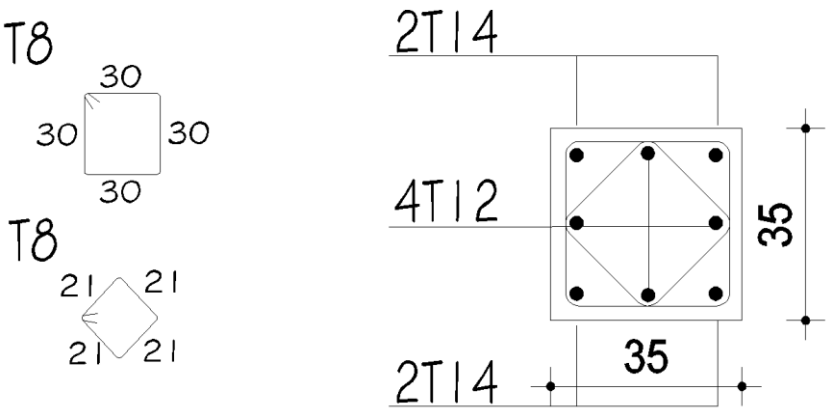


Fig VI.13 :Ferrailage poteau (35×35)(\*).

## VI.7- Etude des voiles :

### VI.8-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types des voiles :

- **Voile de périphériques :**

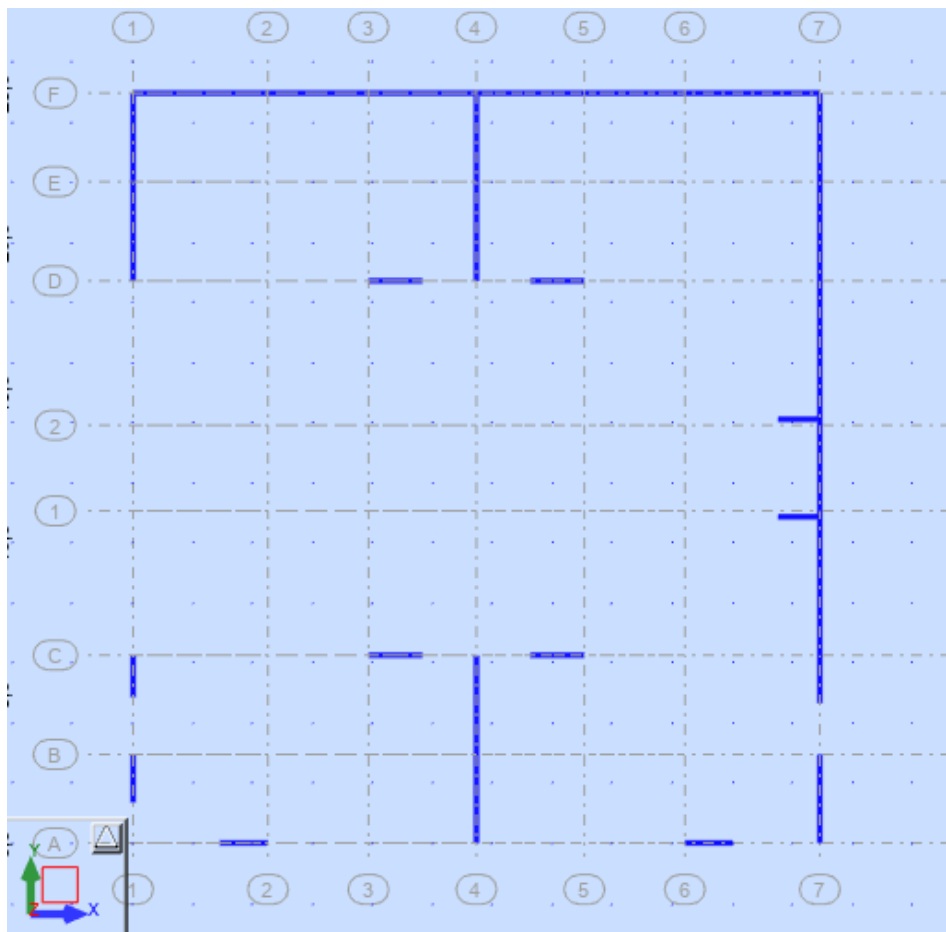
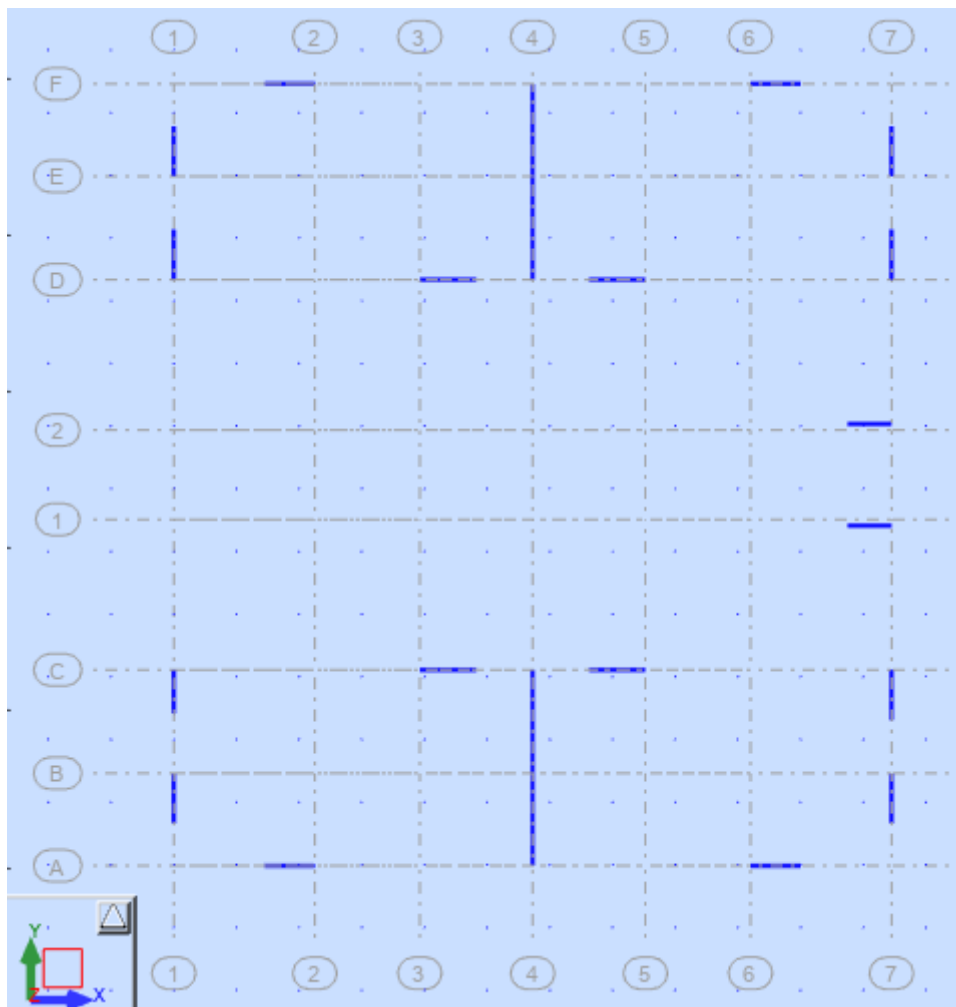


Fig.VI.14 :Disposition des voiles périphériques

- **Voile de contreventements :**



**Fig.VI.15 : Disposition des voiles de contreventements**

### **VI.9- Ferrailage des voiles de contreventement :**

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

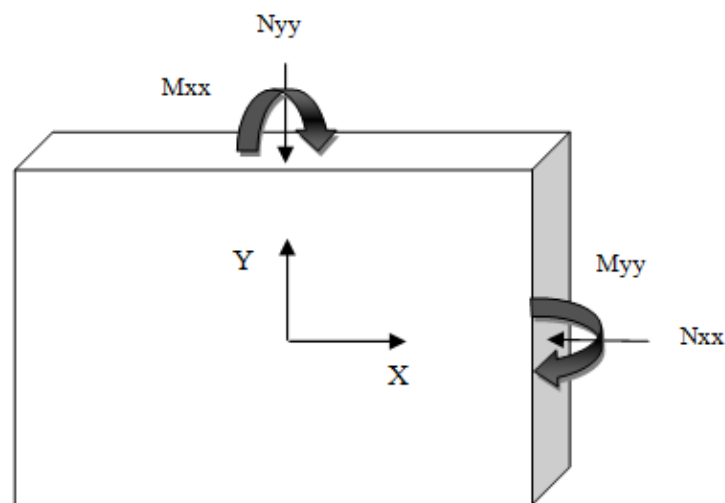
- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G + Q + E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

### VI.10- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VI.3.2), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]



**Fig.VI.16:Les sollicitations de calcul d'un voile.**

#### Sens x-x :

$N_z ; M_x \Rightarrow$  section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VI.3.2)

#### Sens y-y :

$N_z ; M_y \Rightarrow$  section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VI.3.2).

**Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :**

**Les armatures minimales :**

- A chacune des extrémités du voile  $\rightarrow AV \geq 4HA10$ .
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

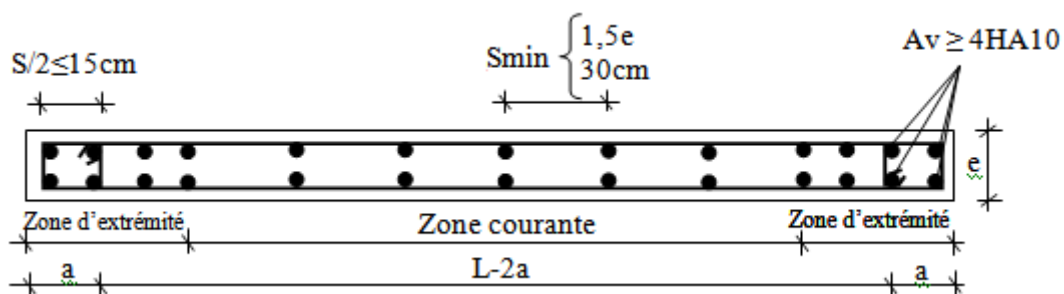
$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A_V = \max (A_1; A_2).$$

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

**Espacement des barres verticales :**

- $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$  en zone courante.
- A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).
- Le diamètre des barres verticales du voile :  $\Phi \leq \frac{L}{10} e$ .



**Fig.VI.17 :Disposition des armatures verticales dans les voiles**

**VI.11- Les Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

**Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ Avec } k=1 ; \gamma_s=1.$$

**Disposition des armatures :** [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

**VI.12- Ferrailage des trumeaux :**

**Exemple de calcul :**

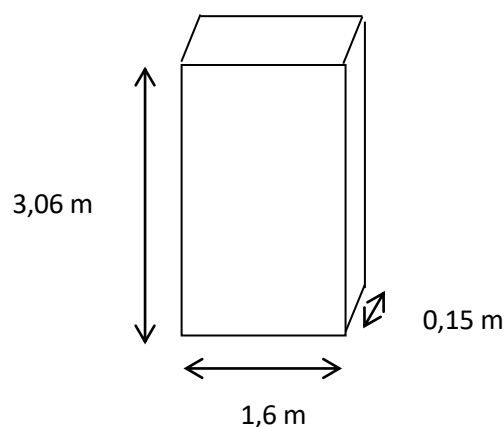
**Vérification au flambement :**

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50 ; \min \left( \frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50 ; \min \left( \frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$



**Fig.VI.18: Voile le plus sollicité**

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

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

$$\lambda = 214,2 \times \frac{\sqrt{12}}{15} = 49,46 \text{ cm}$$

$\lambda = 49,47 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$  le calcul se fera à la flexion composée.

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

### Calcul du ferrailage :

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1489,68 \text{ KN} \\ M = 1,97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### Ferrailage Verticale :

Cas	Sollicitation	Ferrailage
ELU 1,35G+1,5Q	$N_{\max} = 754,40 \text{ (KN)}$	A=9,2
	$M_{\text{corr}} = 0,51 \text{ (KN.m)}$	A'=00
	$M_{\max} = 5,34 \text{ (KN.m)}$	A=0
	$N_{\text{corr}} = 8,80 \text{ (KN)}$	A'=1,48
ACC G+Q±1,2E 0,8G±E	$N_{\max} = 1641,27 \text{ (KN)}$	A=2,22
	$M_{\text{corr}} = 1,22 \text{ (KN.m)}$	A'=0
	$N_{\min} = -1489,68 \text{ (KN.m)}$	A=00
	$M_{\text{corr}} = 1,97 \text{ (KN)}$	A'=2
	$M_{\max} = 6,82 \text{ (KN)}$	A=0
	$N_{\text{corr}} = 27,67 \text{ (KN.m)}$	A'=1,77

**Tableau VI.7: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles verticales.**

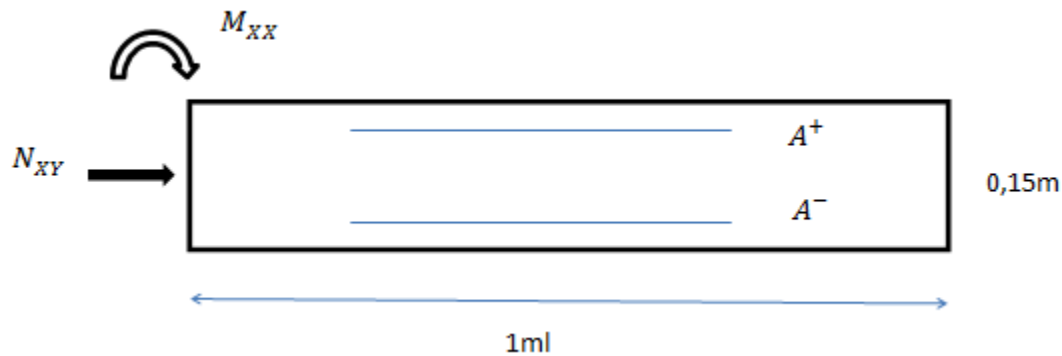


Fig.VI.19 :Section de calcul suivant l'axe x-x

**Calcul d'une section Rectangulaire :**

**Etat limite ACC :**

**Les sollicitations prises en compte sont :**

$$N=1489,68\text{KN}$$

$$M=1,97\text{KN.m}$$

**Section rectangulaire flexion composée ,N effort de traction ACC :**

**Détermination du type de sollicitation :**

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{Mpa}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,97}{1489,68} \times 100 = 0,13\text{cm}$$

On a  $e_0 < (d-h/2) \Rightarrow$  Section entièrement tendue.

$$A_2 = \frac{N_u(h/2 - c' + e_0)}{\sigma_{10}(d - c') \times 100} = \frac{1489680(7,5 - 2 + 0,13)}{400(18 - 2) \times 100} = 19,07\text{cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_u}{100 \times \sigma_{10}} - A_2 = \frac{1489680}{100 \times 400} - 19,07 = 18,17\text{cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 19,07 + 18,17 = 37,24\text{cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0,05 \times h \times b = 75\text{cm}^2$$

On a  $A_{tot} < A_{max} \Rightarrow$  Le pourcentage du ferrailage est dans les normes.

$$A_{min} = \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{100 \times 15 \times 2,1}{400} = 7,87$$

$$A_1 = 19,07\text{cm}^2$$

$$A_2 = 18,17\text{cm}^2$$

**Choix d'armateur :**

$$A_1 \rightarrow 10\text{T}16 = 20,11\text{cm}^2$$

$$A_2 \rightarrow 10\text{T}16 = 20,11\text{cm}^2$$

**Etat limite service (ELS) :**

Cas	Sollicitation	Ferrailage
ELS	$N = -547,75(\text{KN})$	A=4,8
	$M = 0,37(\text{KN.m})$	A=00

**Tableau VI.8:Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles vertical ELS.**

**Ce calcul comme un poteau excentré.**

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N=547,75 \text{ KN}$$

$$M=0,37\text{KN.m}$$

Flexion composée section rectangulaire ELS :

Détermination de la nature de sollicitation :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,37}{547,75} \times 100 = 0,07\text{cm}$$

On a  $e_0 < (d-h)/2 \Rightarrow$  section entièrement tendue.

Détermination des contraintes :

$$e_a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 18 - \frac{15}{2} - 0,07 = 10,43\text{m}$$

$$\sigma_s^1 = \frac{N \times e_a}{(100(d - c') \times A_1)} = \frac{547750 \times 10,43}{100(18 - 2) \times 20,11} = 39,72 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = \frac{N(d - c' - e_a)}{(100 \times (d - c') \times A_2)} = \frac{547750(18 - 2 - 10,43)}{(100 \times (18 - 2) \times 20,11)} = 38,41 \text{Mpa}$$

**Vérification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s^2 < \bar{\sigma}_s \text{ et } \sigma_s^1 < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Ferrailage convenable}$$

Les sections des armatures:

$$A_{\text{sup}} = 20,11 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 20,11 \text{cm}^2$$

**Calcul du ferrailage :**

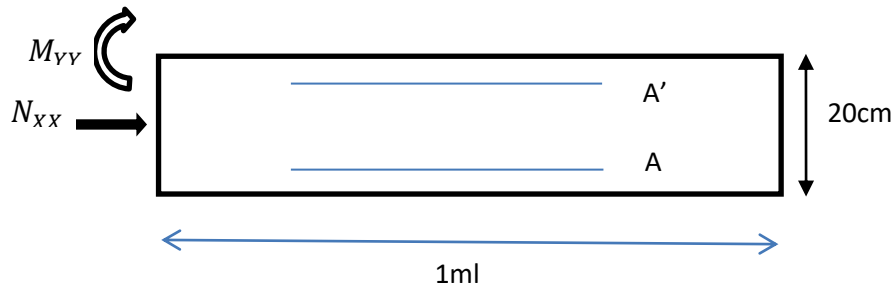
**Sens y-y:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N = -442,58 \text{KN} \\ M = 3,16 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

**Tableau Horizontale :**

Cas	Sollicitation	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )
ELU 1,35G+1,5Q	$N_{\text{max}} = 193,89 \text{(KN)}$	A=3,8
	$M_{\text{corr}} = 2,10 \text{(KN.m)}$	A'=1,2
	$M_{\text{max}} = 24,65 \text{(KN.m)}$	A=3,8
	$N_{\text{corr}} = -13,56 \text{(KN)}$	A'=00
	$N_{\text{max}} = 453,06 \text{(KN)}$	A=00
	$M_{\text{corr}} = 1,98 \text{KN.m}$	A'=00
ACC G+Q±1,2E 0,8G±E	$N_{\text{min}} = -442,58 \text{(KN)}$	A=5,2
	$M_{\text{corr}} = 3,16 \text{(KN.m)}$	A'=4,7
	$M_{\text{max}} = 25,44 \text{(KN.m)}$	A=10,3
	$N_{\text{corr}} = -22,49 \text{(KN)}$	A'=00

**Tableau VI.9: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles horizontale .**



**Fig.VI.20: Section de calcul suivant l'axe y-y**

**Etat limite ACC :**

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N=442,58\text{KN}$$

$$M=3,16\text{KN}$$

Section rectangulaire flexion composée ,N effort de traction ACC:

Détermination du type de sollicitation :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{Mpa}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,16}{442,58} \times 100 = 0,71\text{cm}$$

On a  $e_0 < (d-h/2) \Rightarrow$  Section entièrement tendue.

$$A_2 = \frac{N_u(h/2 - c' + e_0)}{\sigma_{10}(d - c') \times 100} = \frac{442580(7,5 - 2 + 0,71)}{400(18 - 2) \times 100} = 6,25\text{cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_u}{100 \times \sigma_{10}} - A_2 = \frac{442580}{100 \times 400} - 6,25 = 4,81\text{cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 6,25 + 4,81 = 11,06\text{cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0,05 \times h \times b = 75\text{cm}^2$$

On a  $A_{tot} < A_{max} \Rightarrow$  Le pourcentage du ferrailage est dans les normes.

$$A_{min} = \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{100 \times 15 \times 2,1}{400} = 7,87$$

$$A_1 = 6,25\text{cm}^2$$

$$A_2 = 4,81\text{cm}^2$$

**Choix d'armateur :**

$$A_1 \rightarrow 6T12 = 6,79\text{cm}^2$$

$$A_2 \rightarrow 6T12 = 6,79\text{cm}^2$$

**Etat limite service (ELS) :**

Cas	Sollicitation	Ferrailage
ELS	$N = 140,80(\text{KN})$	$A=3,8$
	$M = 1,52(\text{KN.m})$	$A'=1,2$

**Tableau VI.10: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles horizontale ELS .**

**Ce calcul comme un poteau excentré.**

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N=140,80 \text{ KN}$$

$$M=1,52\text{KN.m}$$

Flexion composée section rectangulaire ELS :

Détermination de la nature de sollicitation :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,52}{140,80} \times 100 = 1,08\text{cm}$$

On a  $e_0 < (d-h)/2 \Rightarrow$  section entièrement tendue.

Détermination des contraintes :

$$e_a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 18 - \frac{15}{2} - 1,08 = 9,42\text{m}$$

$$\sigma_s^1 = \frac{N \times e_a}{(100(d - c') \times A_1)} = \frac{140800 \times 9,42}{100(18 - 2) \times 6,79} = 16,05 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = \frac{N(d - c' - e_a)}{(100 \times (d - c') \times A_2)} = \frac{547750(18 - 2 - 9,42)}{(100 \times (18 - 2) \times 6,79)} = 8,74 \text{Mpa}$$

**Vérification des contraintes:**

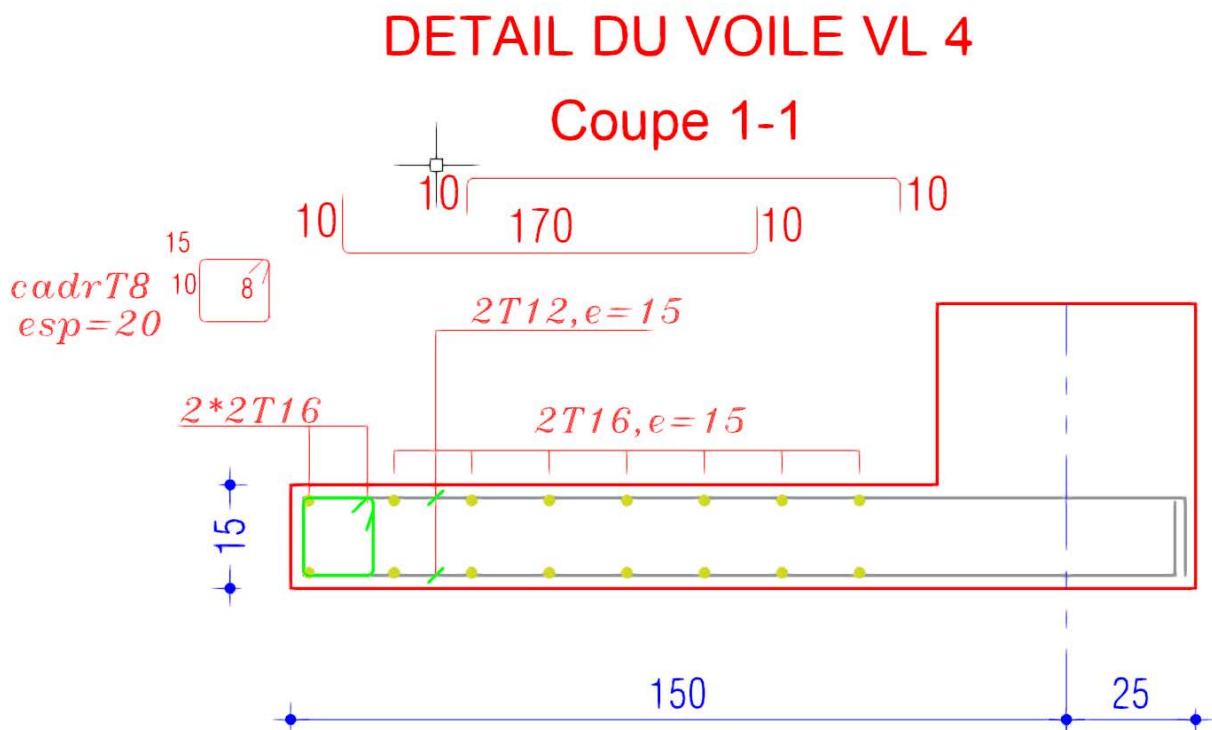
$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{Mpa}$$

$\sigma_s^2 < \bar{\sigma}_s$  et  $\sigma_s^1 < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$  Ferrailage convenable

Les sections des armatures:

$$A_{\text{sup}} = 6,79 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 6,79 \text{cm}^2$$



## **Chapitre VII**

---

Etude de l'infrastructure

### VII.1-Etude des fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

#### Fondation superficielles :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

#### Fondation profondes :

- Semelles sur puits
- Semelles sur pieux.

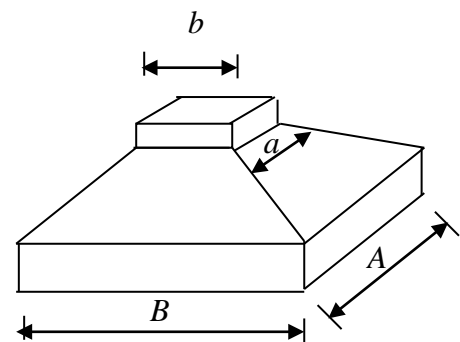


Fig.VII.1 :Semelleisolée

#### Calcul des semelles :

Pré dimensionnement :

Semelle de centre :

#### Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

#### Etude d'infrastructure :

##### Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provient de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

**Le choix du type de fondation dépend du :**

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

**Fondation superficielles :**

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier générales.

**Fondation profondes :**

- Semelle sur puits ;
- Semelle sur pieux.

**Vérification la semelle filante et donner par N représente la somme des charges par file :**

$$\sigma_{\text{sol}}^- = 2.5 \text{bars} ; L_x = 22,90 \text{m} ; L_y = 26,35 \text{m}$$

$$S_s = \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_{\text{sol}}^-} = \frac{75804,88}{250} = 303,22 \text{m}^2$$

$$S_b = L_x \times L_y = 22,90 \times 26,35 = 603,41 \text{m}^2$$

$$\text{Donc : } \frac{S_s}{S_b} = \frac{303,22}{603,41} = 0,51 = 51\% > 50\%$$

**Conclusion :**

Alors le choix d'un radier général est indispensable.

**Etude du radier :**

**Généralité :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, il sera soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

**Remarque :**

Il sera calculé à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes :

**L'état limite ultime(ELU):**

Situation durable et transitoire :

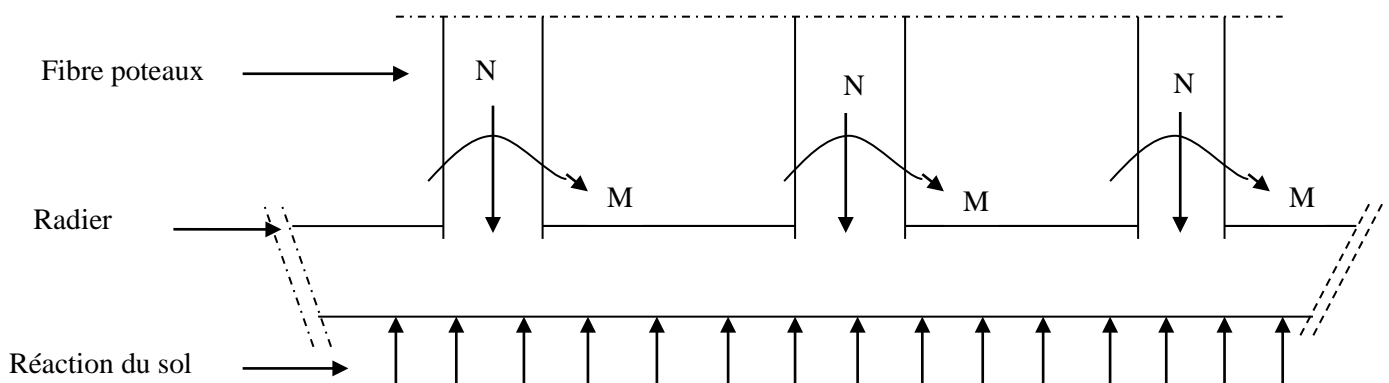
$$\text{ELU} \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ACC1} \rightarrow G + Q + E \\ \text{ACC5} \rightarrow 0,8G + E \\ \text{ACC5} \rightarrow 0,8G - E \end{array} \right.$$

**L'état limite de service (ELS):**

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$



**Fig VII.2 : Schéma du radier général**

## VII.2-Pré-dimensionnement du radier :

### Hauteur du radier :

Le Pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

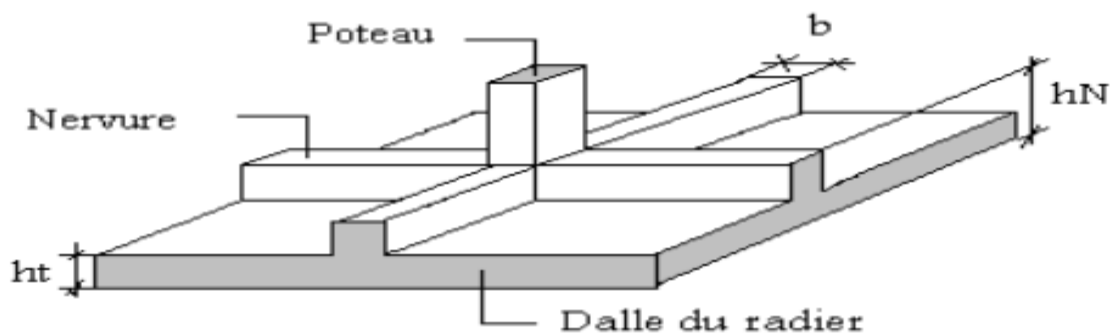


Fig VII. 3 : Radier

### Condition forfaitaire :

$$L=4,80\text{m}$$

Avec :

**L** : La plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.80}{8} \leq h \leq \frac{4.80}{5} \Rightarrow 0,60 \text{ m} \leq h \leq 0.96 \text{ m}$$

### Condition de rigidité :

$$L \geq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$K$  : Coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=40\text{MN/m}^3$ [HENRY THONIER]

$E$ : module d'Young du béton ( $E=3.10^4\text{MPa}$ );

$I$  : inertie du radier ( $I=\frac{b \times h^3}{12}$ );

$B$  : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L = 4,8\text{m}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4,8}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,70\text{m}$$

### Condition de non poinçonnement :

$$N_{u(\text{poteau})} \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

$b$ :Epaisseur du radier ;

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.LU.R

Pour notre structure,

$$N_{u(\text{poteau})} = 1539,17\text{KN}$$

Appliquée par un poteau de section carré ( $50 \times 50$ )  $\text{cm}^2$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_C = 2 \times (a + b + 2h)$$

a: section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_{u(\text{poteau})} \leq 0,045 \times 2 \times (0,50 + 0,50 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_{u(\text{poteau})} \leq 0,045 \times 2 \times (0,50 + 0,50 + 2h) \times h \times 16$$

$$3h^2 + 1,35h - N_{u(\text{poteau})} \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1539,17 \text{ KN} = 1,53 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } ht \geq 0,95\text{m} \Rightarrow ht = 120\text{cm}$$

**La hauteur des nervures :  $h_n$**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

On prendra  $h_n = 60\text{cm}$

ht

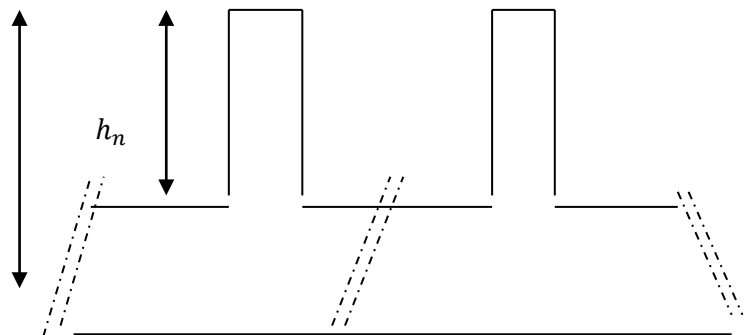
**Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

On prendra  $e=40\text{cm}$

**Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions, soit  $h=100\text{cm}$



**Fig.VII.4 : Dimension du radier**

**Calcul le débordement :**

$$d \geq \max\left(\frac{ht}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(50\text{cm}; 30\text{cm}) \Rightarrow d = 50\text{cm}$$

**Calcul la surface de radier :**

$$S_{\text{radier}} = 23.9 \times 25.95 - (7.65)^2 - (2.18 \times 11.5)$$

$$S_{\text{radier}} = 536.50\text{m}^2.$$

**Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

$$\text{(Fissuration préjudiciable)} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

**Avec:**

$\tau_u$ : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible.

$T^{\max}$ : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.45}{4.80} = 0.92 \geq 0.4 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

**Donc :**

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

**La surface du radier est de :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = 48664.08 \text{ KN.}$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{\text{radier}} = 536.50\text{m}^2$ .

**Le poids de superstructure :**

$G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1} G_i = 45872.98 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1} Q_i = 9250.90 \text{ KN}$$

**Combinaison d'actions :**

**E.L.U:**

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 75804.873 \text{ KN}$$

**E.L.S:**

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 55123.88 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur :  $q_u = \overline{q_u} \times 1,00 = 75804.873 \text{ KN/m}_L$

$$T_x^u = \frac{75804.873 \times 4.45}{2} \times \frac{4.80^4}{4.80 + 4.45^4} = 225563.23 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{75804.873 \times 4.45}{2} \times \frac{4.45^4}{4.45^4 + 4.80^4} = 71659.63 \text{ KN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}}, T_y^{\text{max}}) \Rightarrow T^{\text{max}} = 225563.23 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\text{max}}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{225563.23}{0,9 \times 100 \times 1,17 \times 100} = 21.42 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm}$$

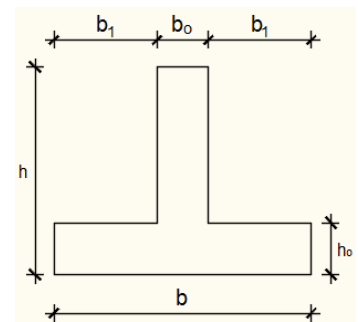
### VII.3- Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b_0 = b_{\text{poteaux}} = 50\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{l_y - b_0}{2} ; \frac{l_x}{10} \right) ;$$

$$l_x = 480\text{cm} ; l_y = 445\text{cm}$$



**Fig. VII. 5 : dimension de la nervure.(\*)**

$$b_1 \leq \frac{l_x}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l_y - b_0}{10} = \frac{445 - 50}{10} = 39,5\text{cm}$$

$$b_1 = 48 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 48 + 50 = 146 \text{ cm}$$

**Dimensions de la poutre :**

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$b_0 = 50\text{cm}$$

$$b_1 = 50\text{cm}$$

	Nervure XX	Nervure YY
ht(cm)	120	120
h <sub>0</sub> (cm)	40	40
b <sub>0</sub> (cm)	50	50
b <sub>1</sub> (cm)	50	50
b(cm)	150	150

**Tableau VII.1.** Dimension des poutres

**VII. 4-Détermination de la sollicitation :**

**Caractéristiques du radier :**

$$h = 120\text{cm} , e = 40\text{cm} ; h_n = 80\text{cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 536.50\text{m}^2$$

**Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$  : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

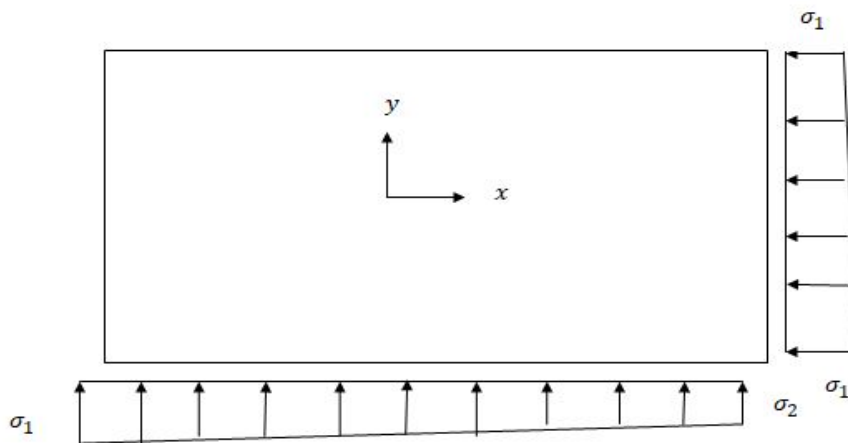


Fig VII.6.Schéma des contraintes du sol

**Situation durable et transitoire :**

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

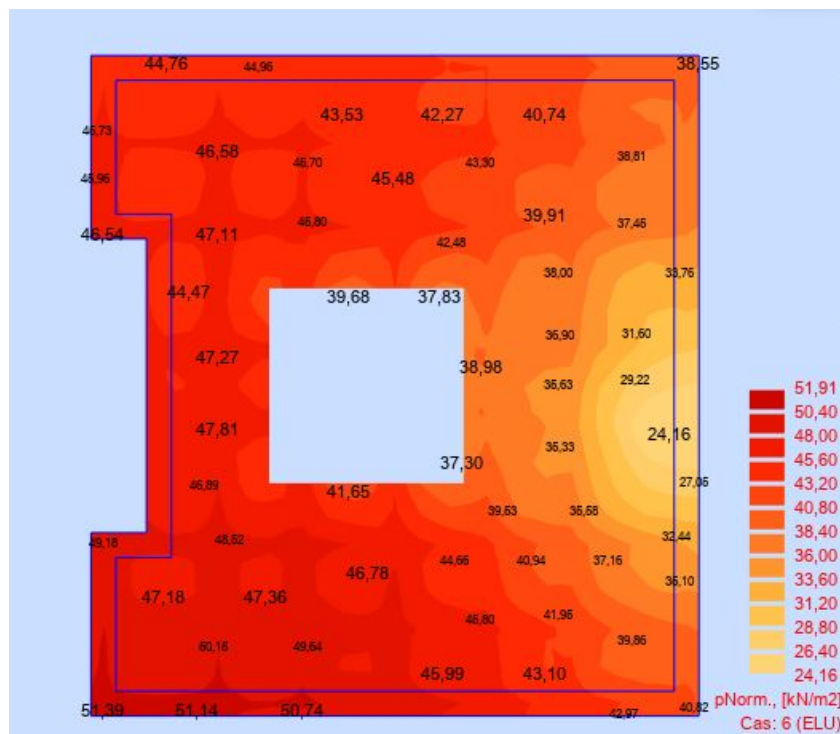


Fig VII.7.Catographie Radier (ELU).

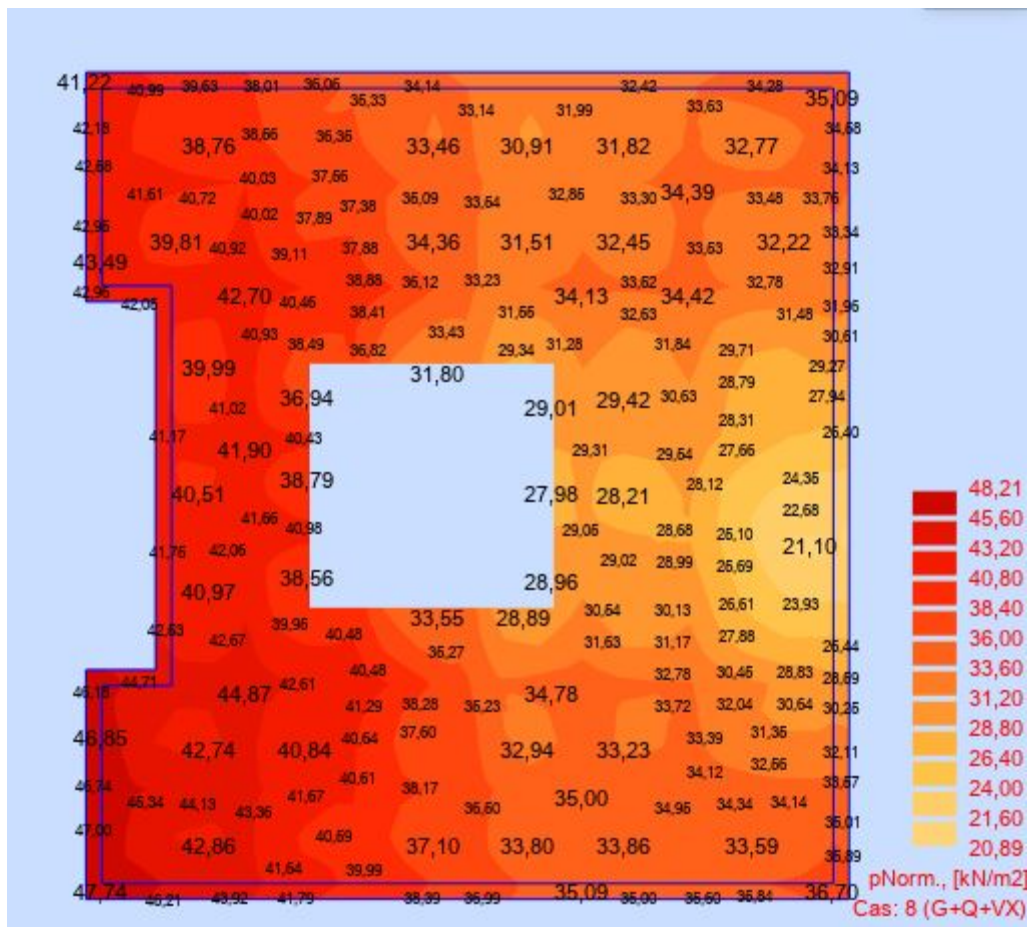
$$\sigma_1 = 51,97 \text{ KN/m}^2 = 0,52 \text{ bar} < \delta_{adm} = 2 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = 24,16 \text{ KN/m}^2 = 0,24 \text{ bar} < \delta_{adm} = 2 \text{ bar}$$

**La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,44 \text{ bar}$$

**Situation accidentelle:**



**Fig VII.8. Catographie Radier (ACC).**

$$\sigma_1 = 0,48 \text{ bar} < \delta_{adm} = 2 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = 0,21 \text{ bar} < \delta_{adm} = 2 \text{ bar}$$

**La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,68 \text{ bar}$$

Etat limite service :

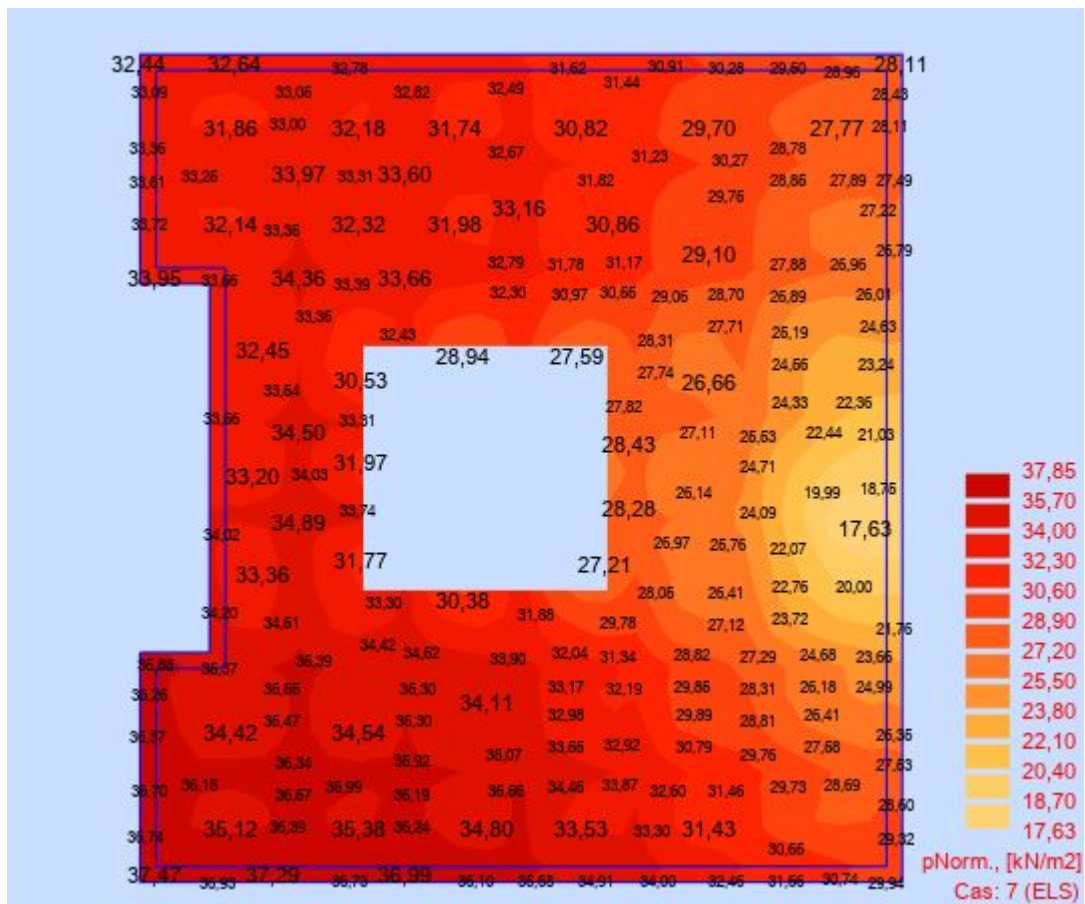


Fig VII.9.Catographie Radier (ACC).

$$\sigma_1 = 0,38 \text{ bar} < \delta_{adm} = 2 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = 0,18 \text{ bar} < \delta_{adm} = 2 \text{ bar}$$

**La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,33 \text{ bar}$$

CONCLUSION :

Notre fondation (le radier) est stable vis-à-vis la capacité portante du sol.

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaisons				
$M_a$ [KN. m]	43.43	32	44.70	32.59
$M_t$ [KN. m]	72.85	53.06	68.60	50.03

**Tableau VII.2** :Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées

### VII.5-Ferrailage du radier :

#### Ferrailage de la dalle :

- -Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- -La fissuration est considérés comme très préjudiciable

#### Calcul des armatures :

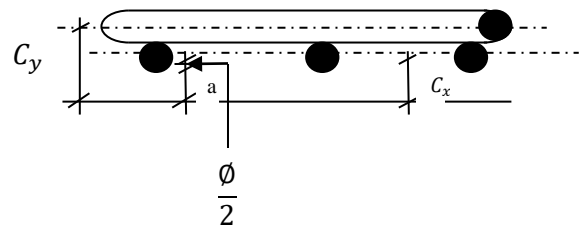
#### Enrobage :

Fissuration très préjudiciable  $a=2$  cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$



**Fig VIII.10. Enrobage**

Donc :  $\phi = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3\text{cm}$$

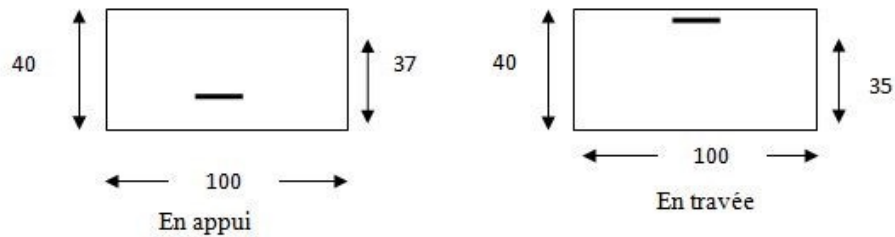
$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5\text{cm}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3 = 37\text{cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 5 = 35\text{cm}$$

Section de calcul :

Sens x-x :



Sens y-y:

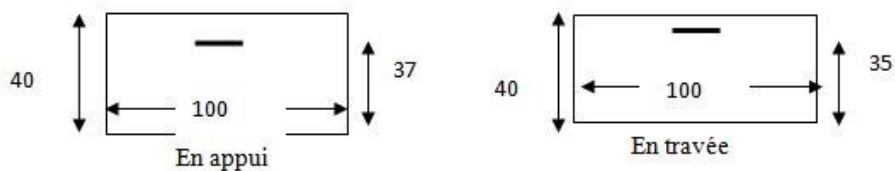


FIG VII.11 : Section de calcul dans le sens x-x et y-y

Sens Y-Y :

En travée :

E.L.U :

$$M_u = 68.6 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{68600}{14,2 \times 100 \times 35^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n' existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,98$$

**Determination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{68600}{348 \times 0,98 \times 35} = 5.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 5.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T14} \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(T16 → e=20cm)

**E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 50030 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.16}{100} = 0.924 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.924 \times 35 = 24.68 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{(E + D^2)} = -0.924 + \sqrt{24.68 + 0.924^2} = 4.13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4.13^3}{3} + 15 \times 6.16 (35 - 0.924)^2 = 109640.62 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{50030}{109640.62} = 0,46$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,46 \times 4.13 = 1.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,46 \times (35 - 4.13) = 213 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[2/3 f_{e}; 110 \sqrt{(\eta \times f_{t28})}] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 231 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être Recalculé à l'ELS}$$

**Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{50030}{213 \times 100 \times 35^2} = 0.00192$$

$$\mu_1 = 0.00192 \rightarrow (\text{du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0,98 \\ k_1 = 57.46 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{57.46} = 3.51 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{50030}{213 \times 0.98 \times 35} = 6.84 \text{cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T}16/\text{ml} \rightarrow A = 8,04 \text{cm}^2/\text{ml}$$

(T20  $\rightarrow$  e=25cm)

**En appuis:**

**E.L.U :**

$$M_{ay}^u = 44.70 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{44700}{14,2 \times 100 \times 35^2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,987$$

**Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_y^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{44700}{348 \times 0,987 \times 35} = 3.71 \text{cm}^2$$

**Choix des armatures:**

$$4\text{T}12 \rightarrow A = 4.52 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \rightarrow e=25\text{cm})$$

**E.L.S :**

$$M_{ay}^{\text{ser}} = 32.59 \text{KN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,67 \text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,67 \times 35 = 46.9 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 6.21 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 64179.75 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{32590}{64179.75} = 0,51$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,51 \times 6.21 = 3.17 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,51 \times (35 - 6.21) = 220.24 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 220.24 \text{MPa} > \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être Recalculé à l'ELS}$$

**Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{32590}{220.24 \times 100 \times 35^2} = 0,00122$$

$$\mu_1 = 0,00122 \quad (\text{Du tableau}) \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,940 \\ k_1 = 68.33 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{220.24}{68.33} = 3.22 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow A'n' existe pas$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{32590}{220.24 \times 0.940 \times 35} = 4.49 \text{cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4T14 \text{cm}^2 / \text{ml} \rightarrow A = 6,16 \text{cm}^2$$

(T16 → e=25cm)

**Sens X-X :**

**En travée :**

**E.L.U :**

$$M_u = -72.85 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{72850}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0,037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,98$$

**Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{72850}{348 \times 0,98 \times 37} = 5.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 5.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T14} \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(T16→e=20cm)

**E.L.S :**

$$M_{ser} = -53060 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.16}{100} = 0.92 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.92 \times 37 = 68.08 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{(E + D^2)} = -0.92 + \sqrt{68.08 + 0.92^2} = 7.38 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 7.38^3}{3} + 15 \times 6.16(37 - 7.38) = 94464.86 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{53060}{94464.86} = 0.56$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.56 \times 7.38 = 4.132 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,56 \times (37 - 7.38) = 248.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 248.80 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être Recalculé à l'ELS}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{53060}{248.80 \times 100 \times 37^2} = 0.00155$$

$$\mu_1 = 0.00155 \rightarrow (\text{du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0.931 \\ k_1 = 71.21 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{71.21} = 2.83 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{53060}{248.8 \times 0.931 \times 37} = 6.19 \text{cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T}16/\text{ml} \rightarrow A = 8,04 \text{cm}^2/\text{ml}$$

(T20 → e=25cm)

**En appuis:**

**(E.L.U) :**

$$M_{ax}^u = 43.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{43430}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,989$$

**Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{43430}{348 \times 0.989 \times 37} = 3,41 \text{cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T}12 \rightarrow A = 4,52 \text{cm}^2$$

$$(\text{T}14 \rightarrow e=25\text{cm})$$

**E.L.S :**

$$M_{ax}^{\text{ser}} = 32 \text{KN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,678 \times 37 = 50.17 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 6,43 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 72222.37 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{32000}{72222.37} = 0,44$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,44 \times 6,43 = 2.82\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,44 \times (37 - 6.43) = 201.76\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 201.76\text{MPa} > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être Recalculé à l'ELS}$$

**Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{32000}{201.76 \times 100 \times 37^2} = 0.001158$$

$$\mu_1 = 0.001158 \quad (\text{Du tableau}) \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,941 \\ k_1 = 58.53 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{201,63}{58.53} = 3.44\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \Rightarrow A'n'existe pas$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{32000}{201,63 \times 0,941 \times 37} = 4.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

5T12 → A = 5.65cm<sup>2</sup>/ml

(T14→e=25cm)

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	M <sub>a</sub> [KN. m]	M <sub>t</sub> [KN. m]	M <sub>a</sub> [KN. m]	M <sub>t</sub> [KN. m]
Combinaisons				
ELU	43.43	72.85	44.70	68.60
ELS	32	53.06	32.59	50.03
A <sub>cal</sub>	3.41	5.77	3.71	5.74
Choix armature	4T12	4T14	4T12	4T14
	4,52	6.16	4.52	6.16
A <sub>ser</sub>	4.55	6,19	4,55	6.19
A(RPA)	20	20	20	20
Choix armature	5T12	4T16	4T14	5T16
	5.65	8,04	6,12	8.04

Tableau. VII.3 .Tableau des moments et choix des armatures

**VIII.6. Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de cm de chaque coté

**E.L.U :**

$\sigma_m = 141\text{KN/m}^2$

Pour une bonde de 1 m de largeur :

$q_u = 1 \times 141 = 141 \text{ KN/ml}$

$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -17,625\text{KN. m}$

**E.L.S :**

$q_s = 1 \times 103 = 103\text{KN/ml}$

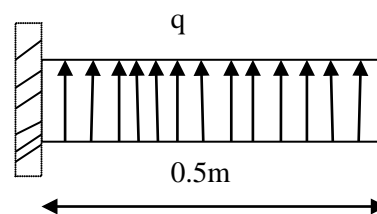


Fig. VII.12. schéma statique du débord.

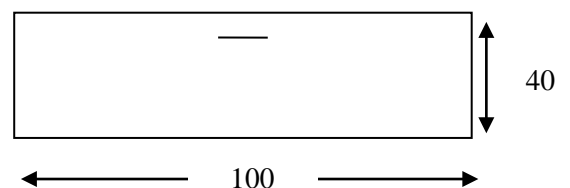


Fig VII.13. Section de calcul

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -12,875 \text{KN.m}$$

**Détermination des armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{17625}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,995$$

**Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{17625}{348 \cdot 0,995 \cdot 37} = 1,37 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,47 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,37; 4,47) = 4,47 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$5\text{T}12 \rightarrow A = 5,65 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}12 \rightarrow e = 25 \text{cm})$$

**Etat limite service :**

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 180\text{MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85\text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,85 \times 37 = 62,9\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 7,13\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 87697,62\text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{12875}{87697,62} = 0,15$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,15 \times 7,13 = 1,07\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (37 - 7,13) = 67,21\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 67,21\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 180\text{MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 180 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

### VII.7-Armatures transversales :

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la linge moyenne :**

**Selon BAEL 91/A.5.1,211 :**

$$T_u = q_u \times L = 141 \times 0.5 = 70,5\text{KN}$$

**Fissuration préjudiciables :**

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = \min(2,5; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{33840}{100 \times 100 \times 37} = 0,10\text{MPa} < 2\text{MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne de la poutre

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a=0.9d=0.9 \times 37=33.3\text{cm}$$

$$b_0 = 100\text{cm}$$

$$T_X = \frac{4,4 \times 141}{2} = 310,2\text{cm}$$

$$T_Y = \frac{4,8 \times 141}{2} = 338,4\text{cm}$$

$$T = \text{Max}(T_X; T_Y) \text{ Donc } T_u = T_Y$$

$$T_u = 33840 \leq 0.267 \times 33,3 \times 100 \times 25 = 22227,75\text{N} \Rightarrow \text{CV}$$

⇒ pas d'influence de l'effort tranchant

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$\Rightarrow A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 33840 + \frac{17625}{0.9 \times 37} \right) 10^{-2} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

⇒ Les armatures en appuis sont suffisantes

**Section et écartement des armatures transversales :**

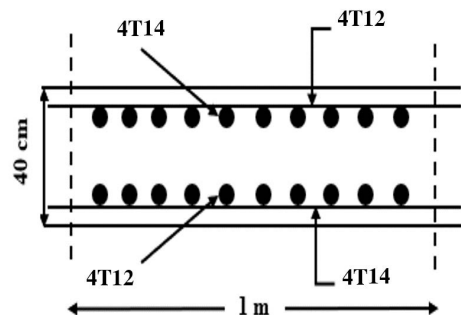
**Diamètres des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}; \frac{100}{10}; 1.2 \right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$$

On prendra :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  → de nuance d'acier FeE400

On choisit 4T8 →  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$



On prendra :  $e=20 \text{ cm}$

**VII.8.-Ferrailage des nervures :**

Le ferrailage des nervures est présenté dans le tableau qui suit :

<b>Sollicitations</b>	<b>Poutre p</b>		<b>Poutre s</b>	
	<b>Travées</b>	<b>Appuis</b>	<b>Travées</b>	<b>Appuis</b>
<b>Mu</b>	-1373,40	1370.72	-975.10	972.29
<b>M acc</b>	-763,69	991.75	-763.69	655.17
<b>M ser</b>	-1021.47	998 ,32	-710.47	708.39
<b>T</b>	3096.55		2125.87	

<b>A</b>	37.3	37.2	25.8	25.7
<b>Choix des armatures</b>	12T20	12T20	10T20	10T20
	A=37.7cm <sup>2</sup>	A=37.7cm <sup>2</sup>	A=31.42cm <sup>2</sup>	A=31.42cm <sup>2</sup>

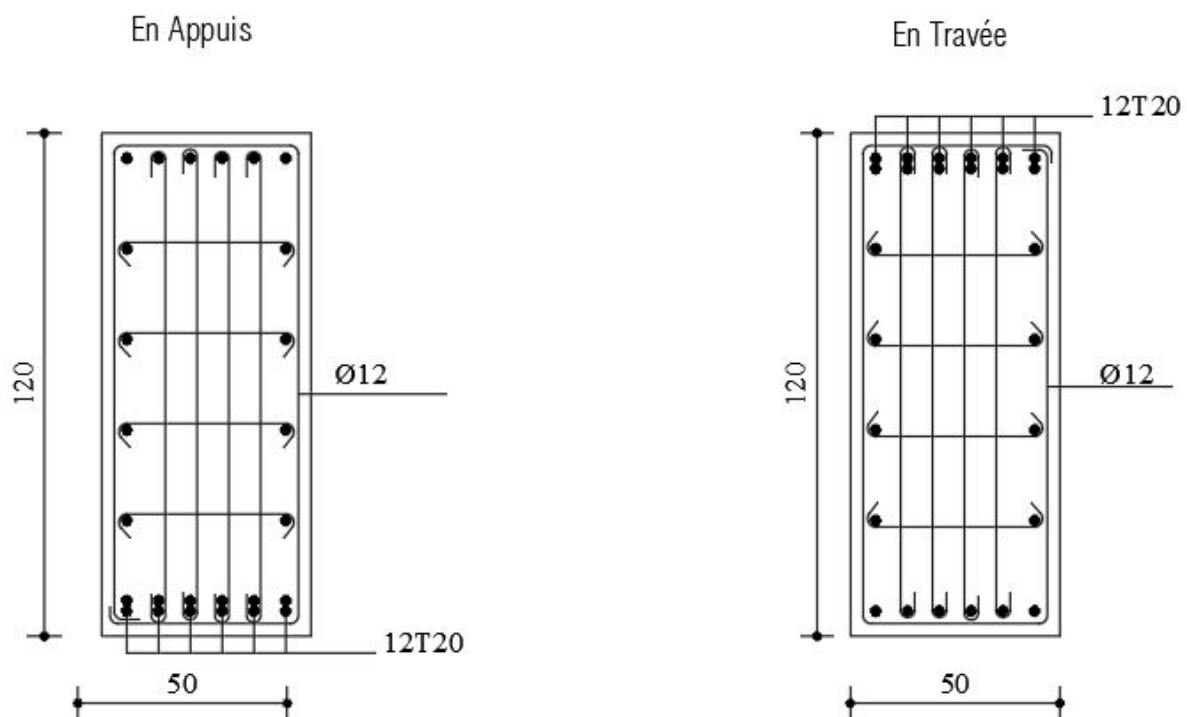
**Tableau VII.4 : Ferrailage des nervures(Libages).**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{309655}{150 \times 108 \times 100} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau} = \min \left( 0, 15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$  Condition vérifiée.



## Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique.

L'étude a commencé par permettre les hypothèses de calcul et le prédimensionnement de la structure.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques, lorsque la structure est symétrique.
- Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsion (moment de torsion).
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux prévisions de charges à venir.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Finalement, nous espérons que cette étude sera une aide pour nos collègues étudiants en Génie Civil, et pourra être à la hauteur des responsabilités que nous assumerons à l'exécution de ce projet.

## **Références bibliographiques**

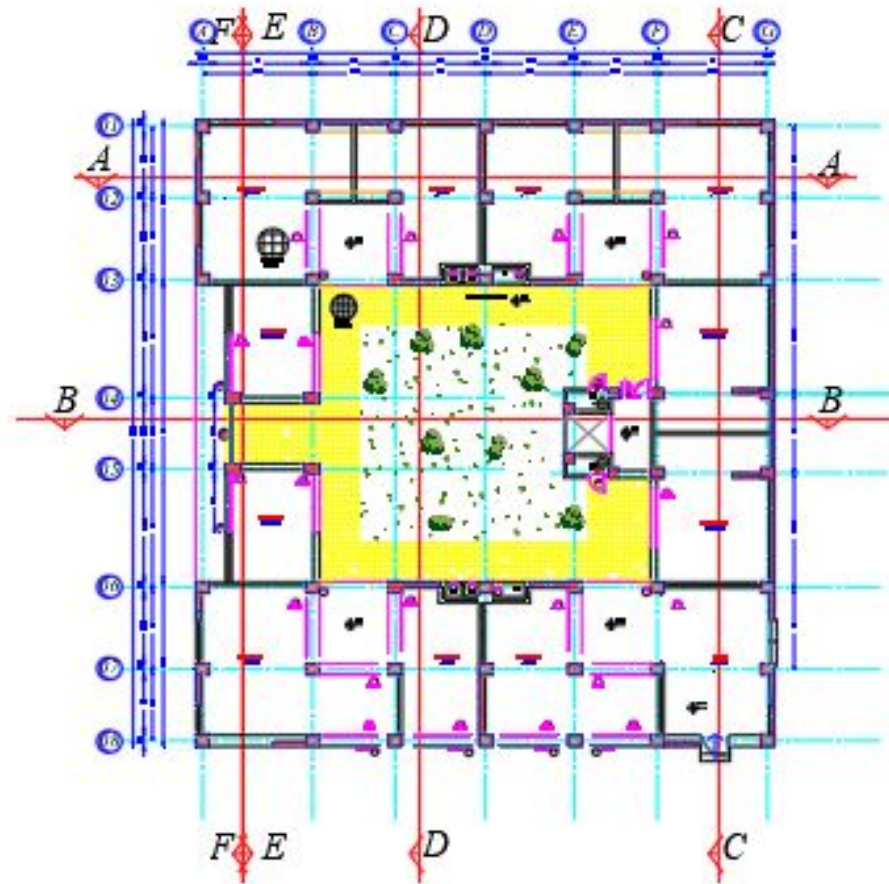
---

## Les livres:

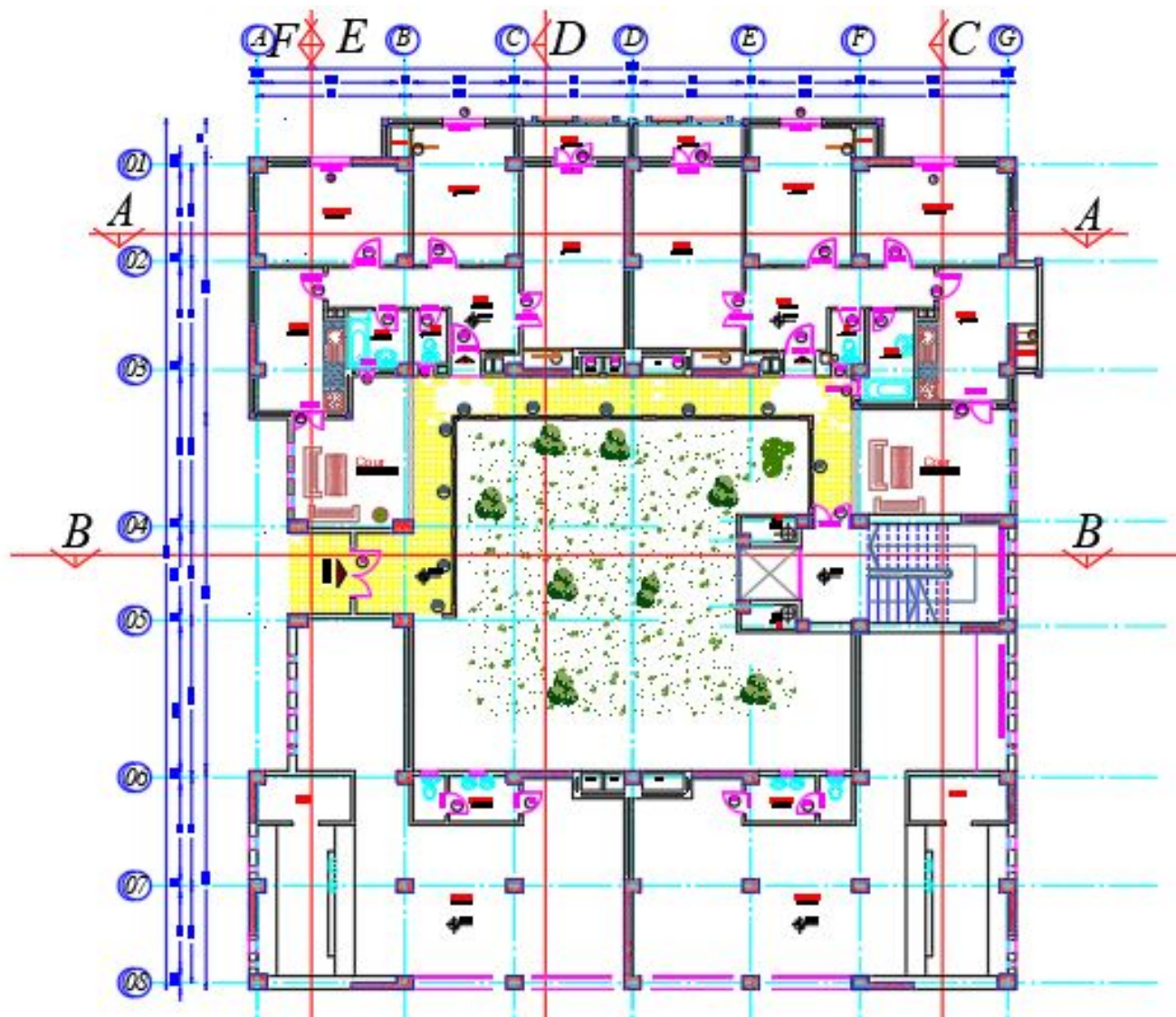
- 📖 Cours de béton armé BAEL91-Jean-Pierre MOUGIN-\*EYROLLES 1992\*;
- 📖 Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-\*3<sup>ème</sup> édition 99\*;
- 📖 D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- 📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
- 📖 Guide pour la rédaction des mémoires fins d'études.

# **Annexes**

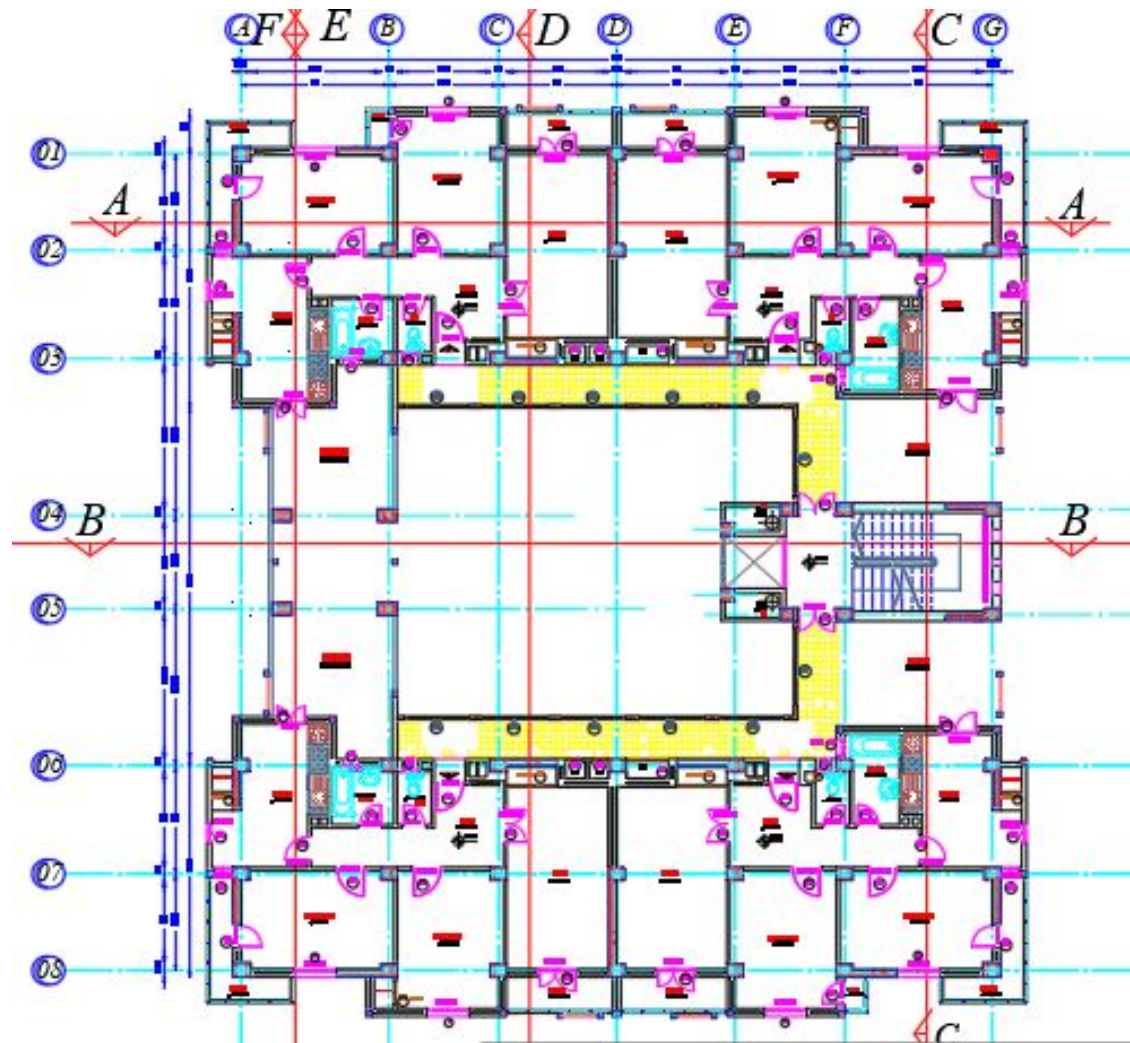
---



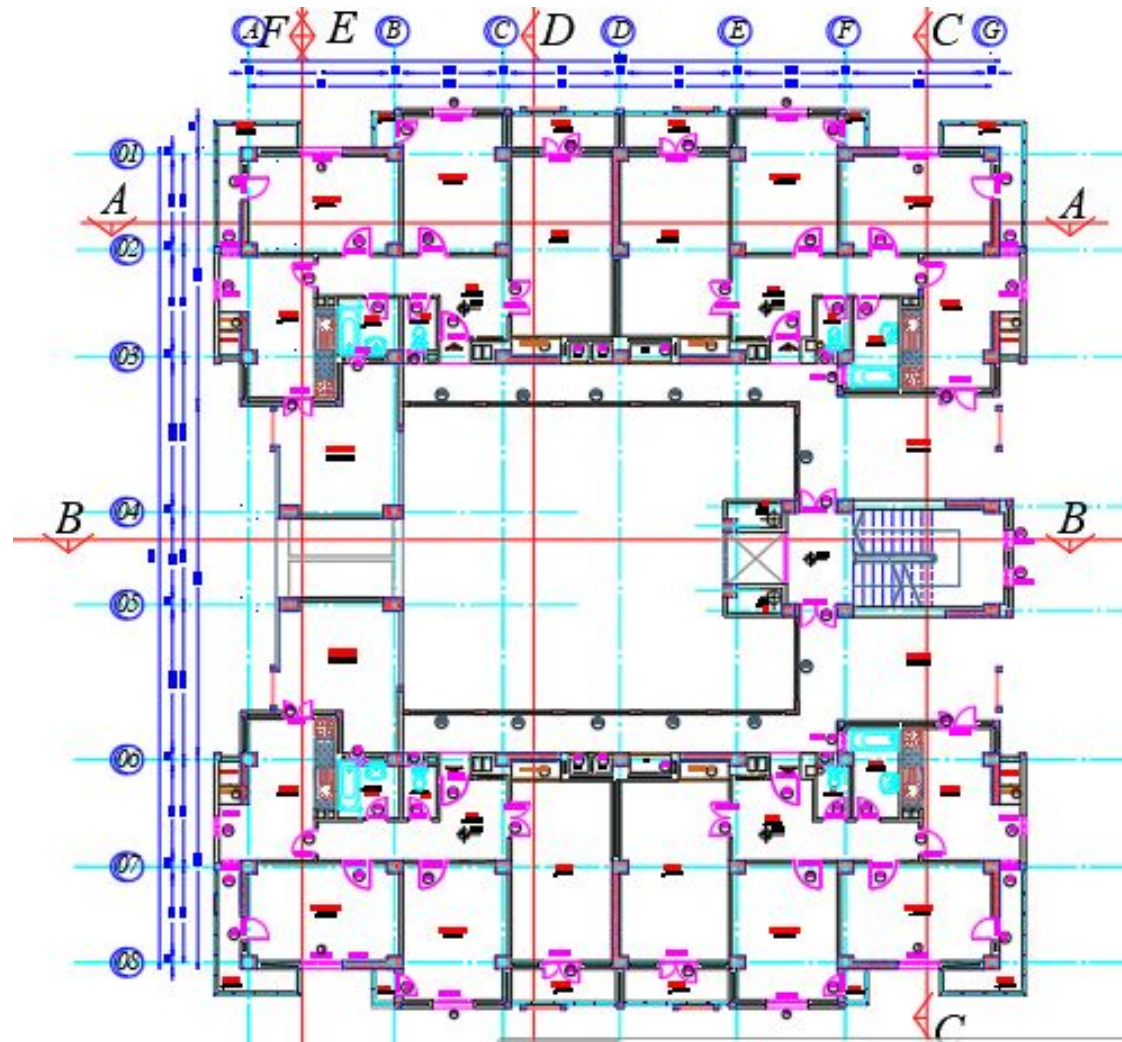
Plan entre-sol



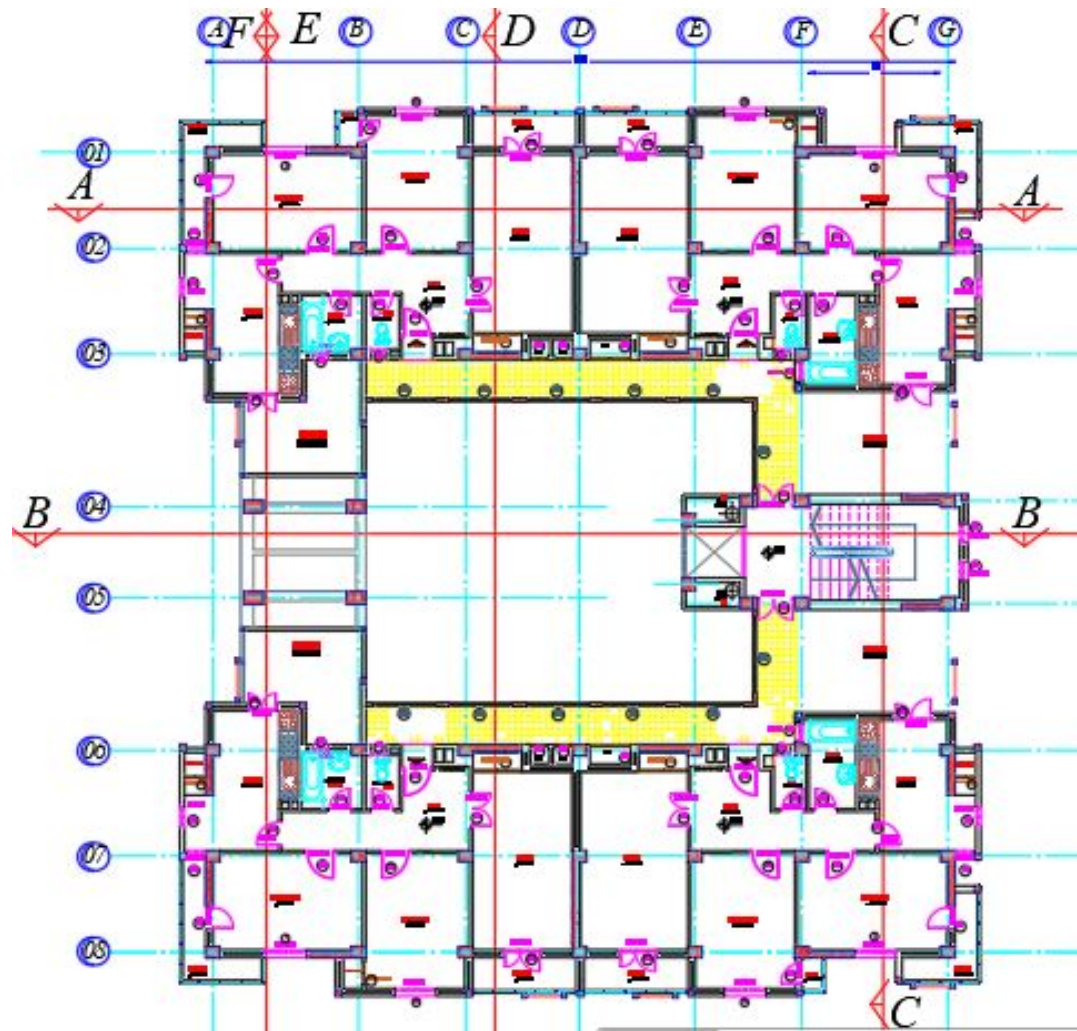
Plan RDC



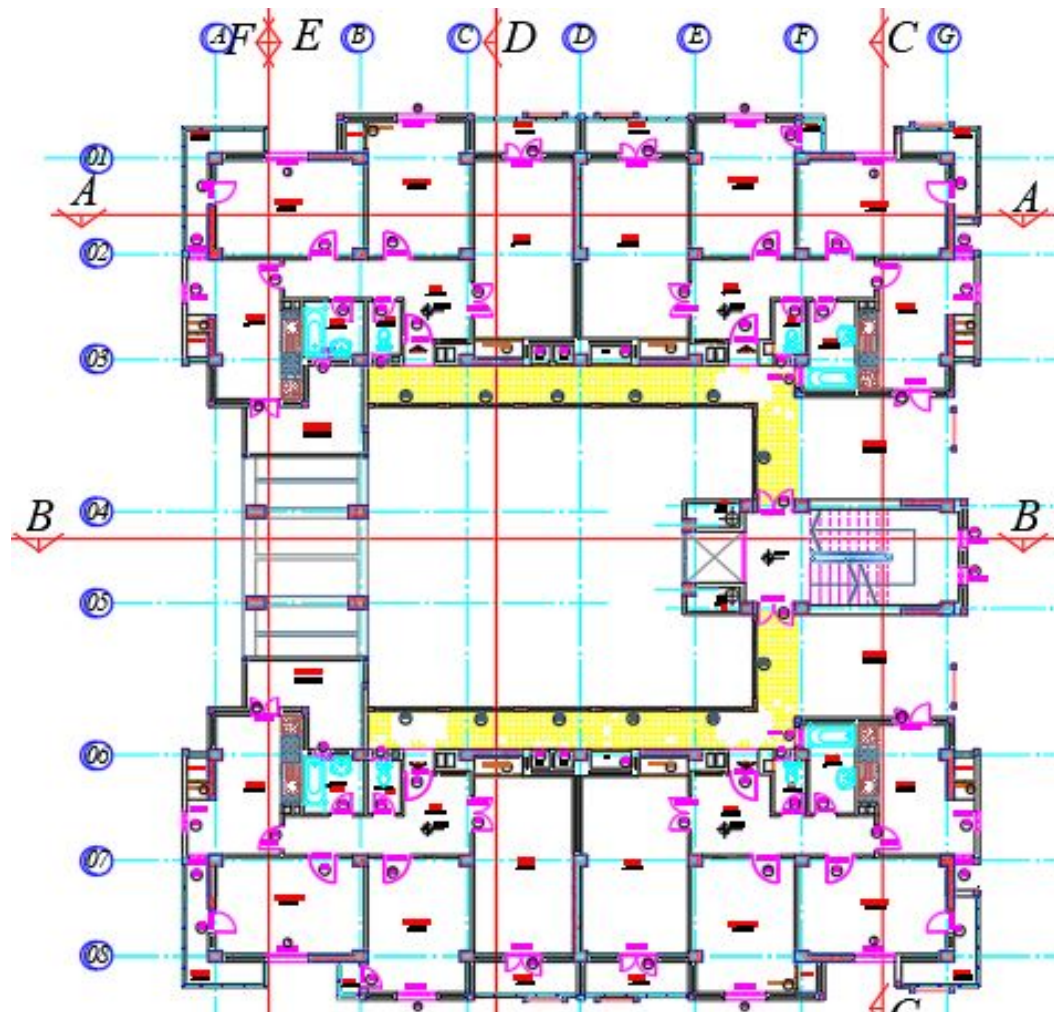
Plan 1<sup>er</sup> étage



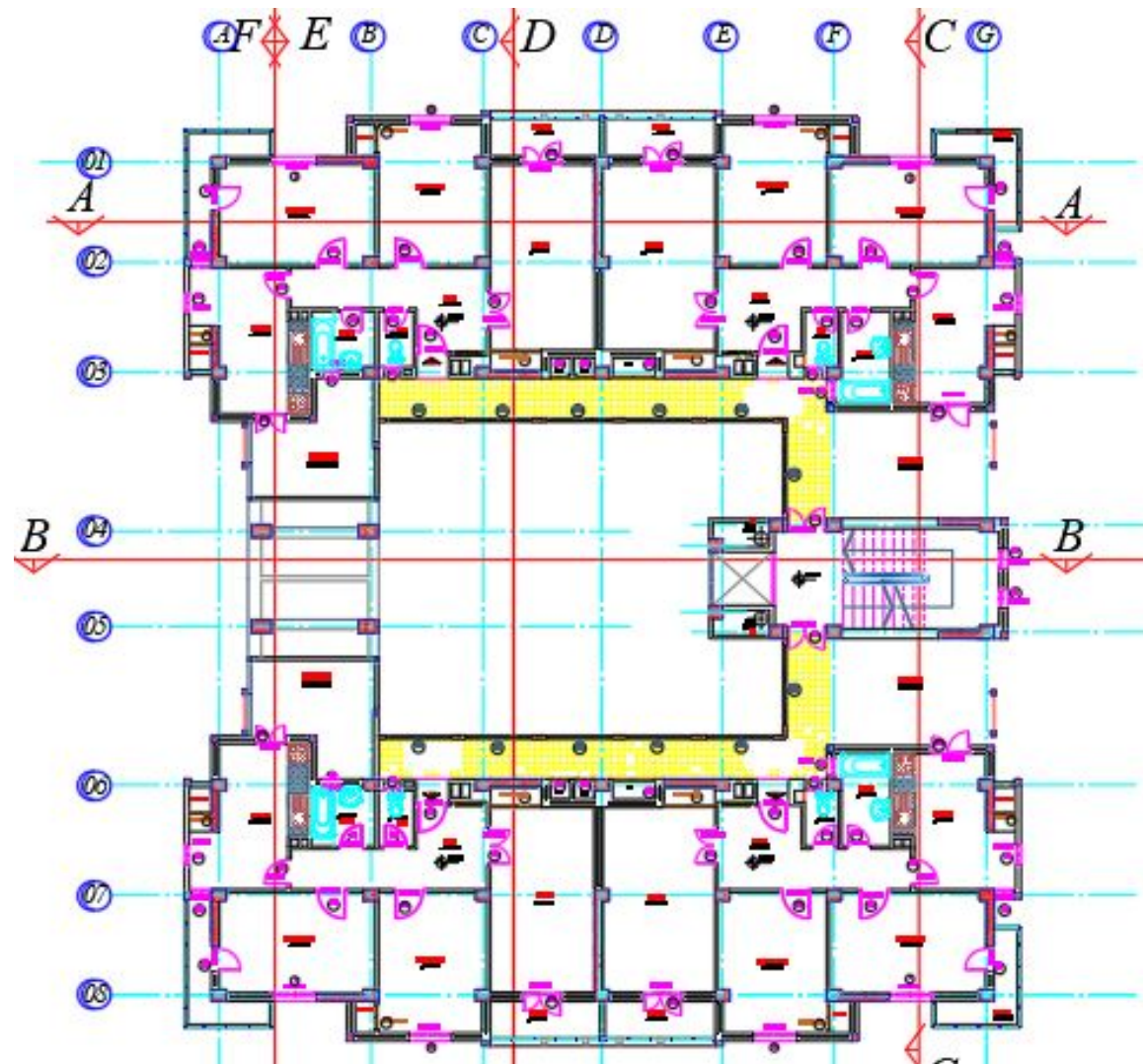
Plan 2<sup>ème</sup> étage



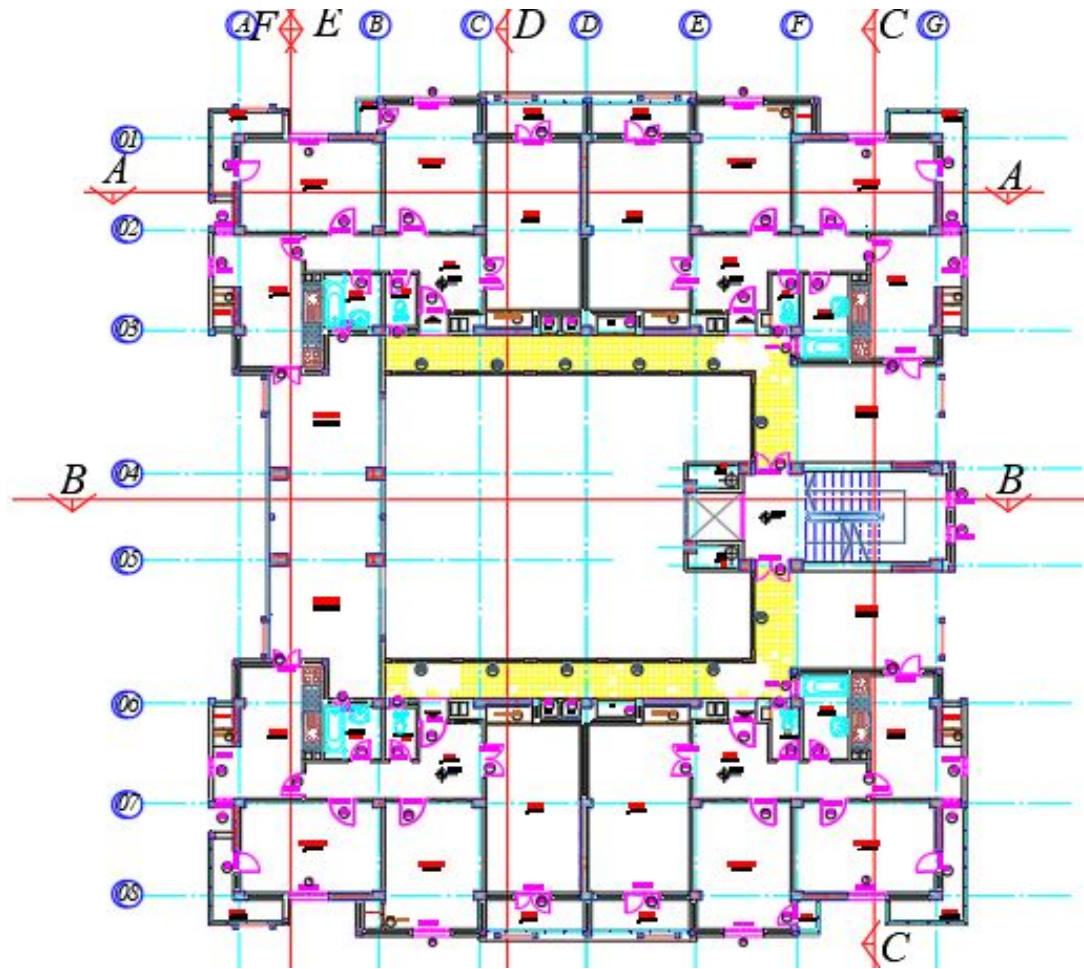
Plan 3<sup>ème</sup> étage



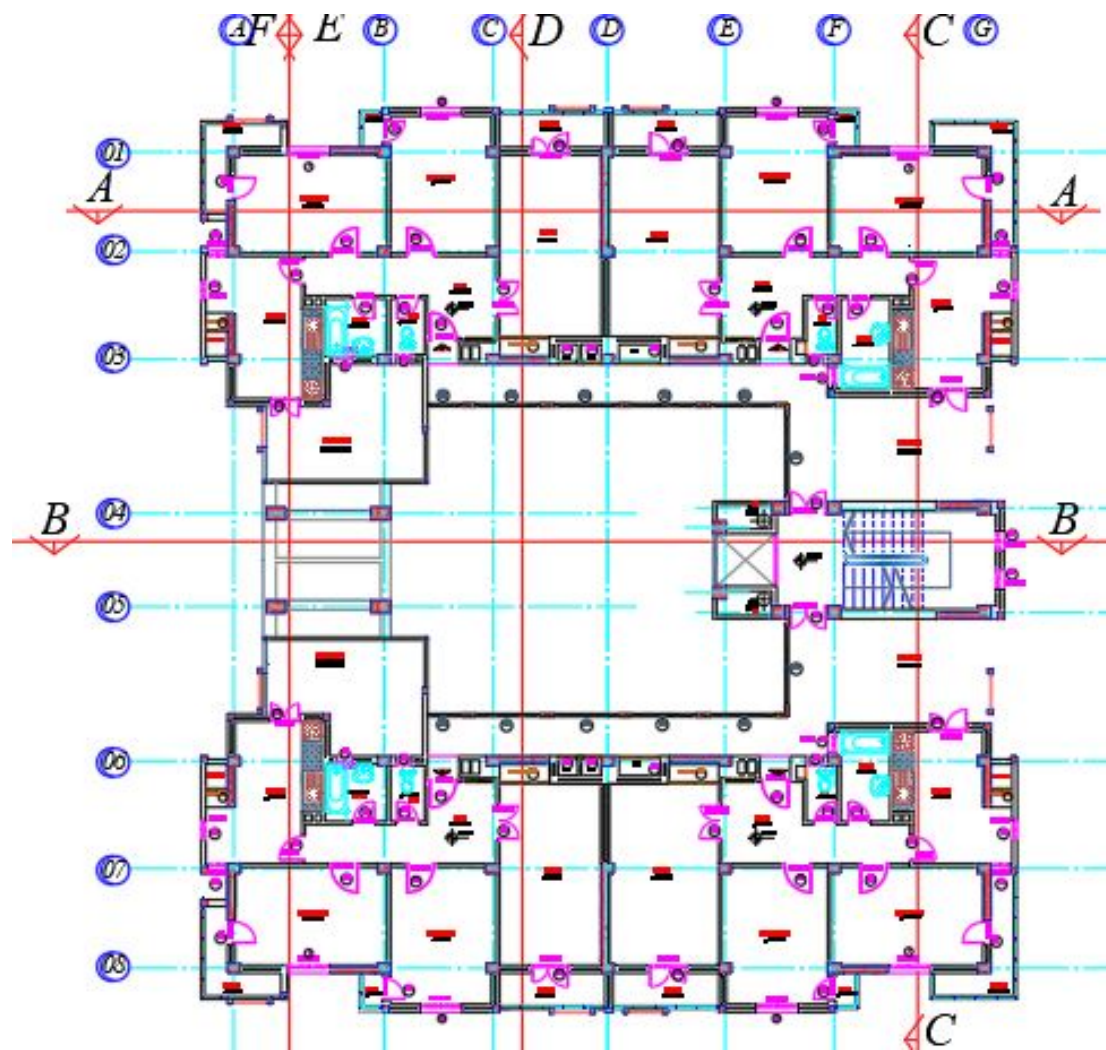
Plan 4<sup>ème</sup> étage



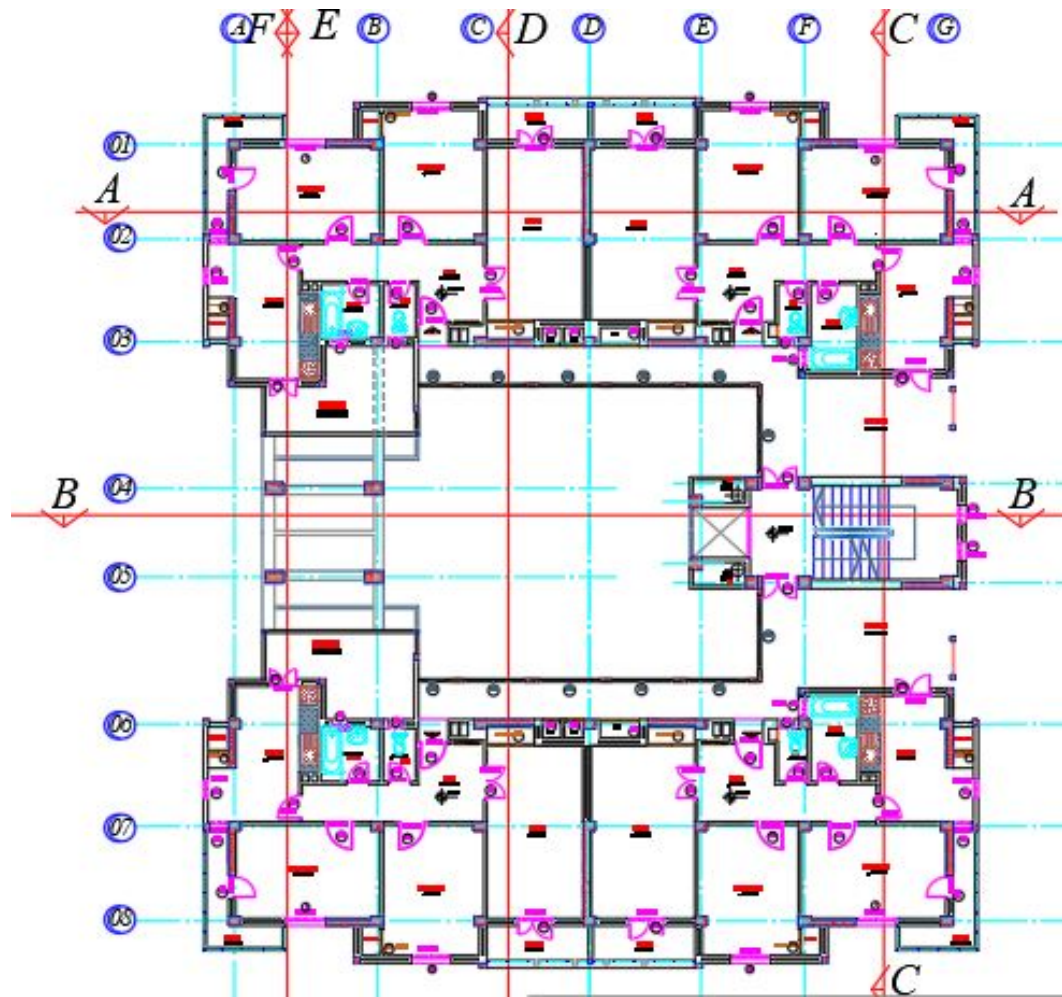
Plan 5<sup>ème</sup> étage



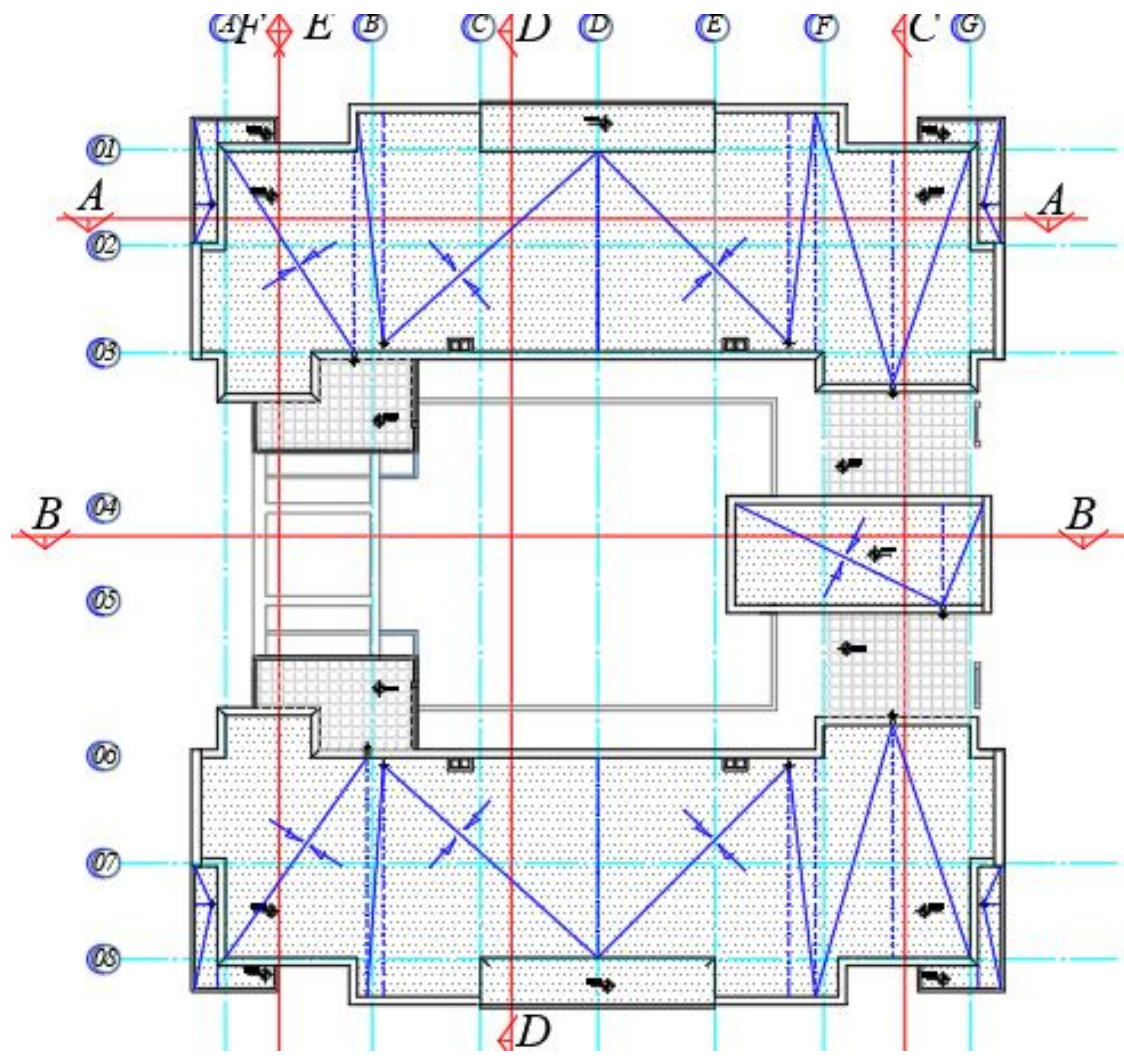
Plan 6<sup>ème</sup> étage



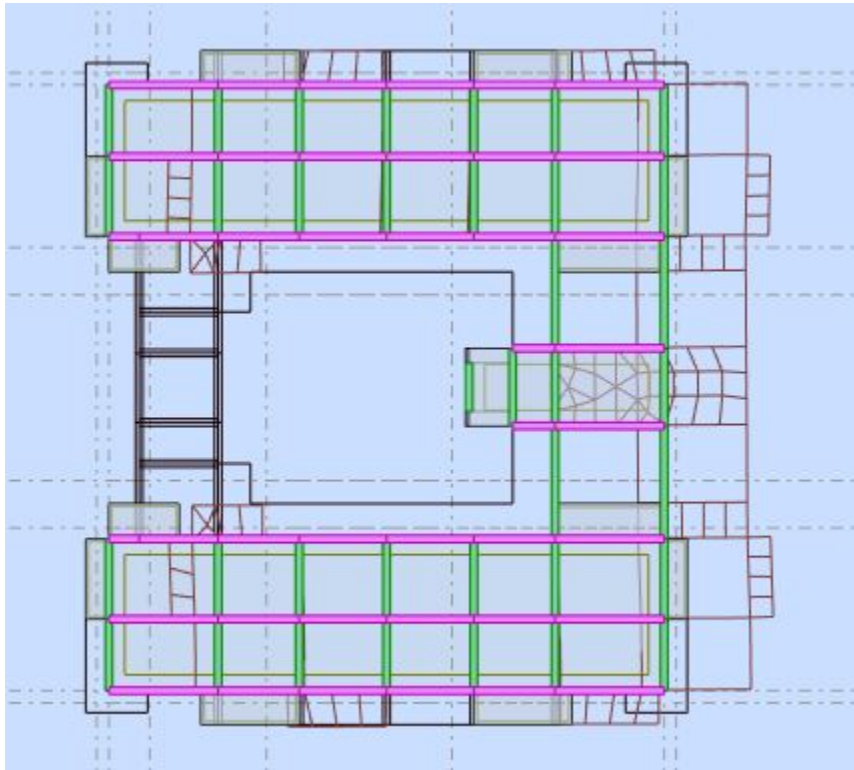
Plan 7<sup>ème</sup> étage



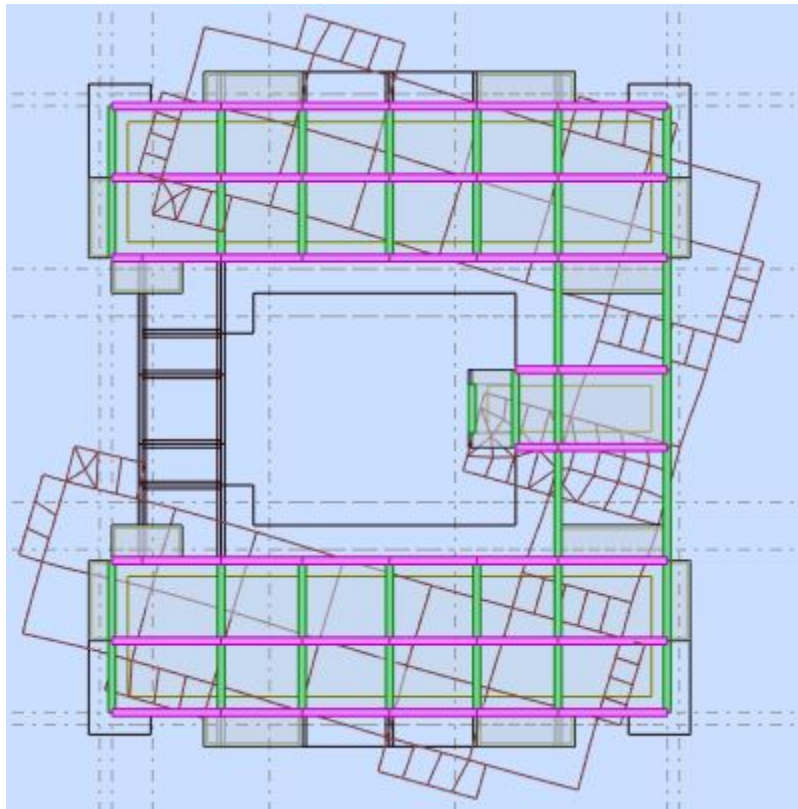
Plan 8<sup>ème</sup> étage



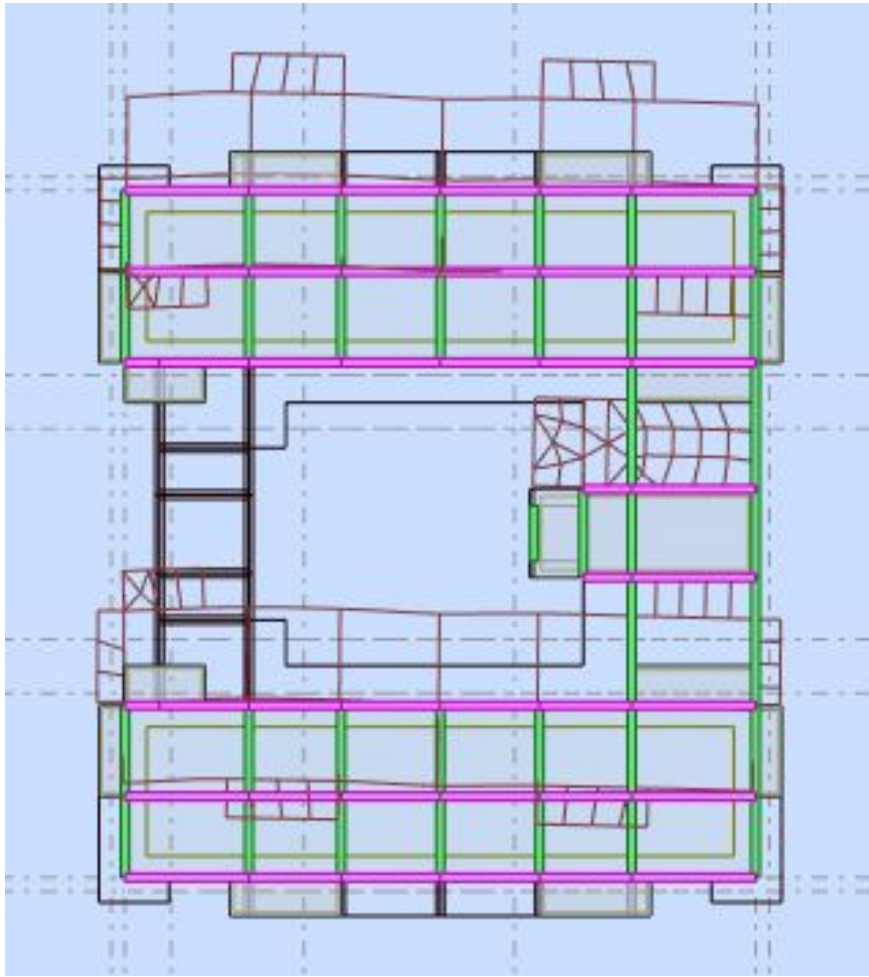
Plan 7<sup>ème</sup> étage



**Mode 1 : Translation suivant l'axe X-X**



**Mode 2 : Torsion suivant l'axe Z-Z**



**Mode 3 : Translation suivant l'axe Y-Y**