



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Architecture



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction

Thème

**Etude d'un bâtiment (r+8 étages) à usage
d'habitants**

Présenté par :

1. MANSOURI Hanane Meriem
2. MANSOURI Touatia

Président : Mr. Mr ZELMAT Yassine

Examineur : Mr. Mr REZIGUA Ahmed

Encadrant : Mr BELGUESMIA Khalil

Promotion : 2019/2020



Remerciement

Nous remercions ALLAH le tout puissant pour

nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice

Mr. BELGUESMIA

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous feront

l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt ou

de loin a la réalisation de notre projet.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

A tous mes frères et sœurs (mohamed , bilal, meghnia).

A mes oncles et tantes.

A toute ma famille sans exception (mansouri).

A mon binôme le très cher sœur TOUATIA et sa famille.

A mes amis sans exception et particulièrement les étudiants de génie civil.

Hanane



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

A mes très chers frères : Habib, Djilali, Kacem, Charef

A tous mes sœurs (Fatima, Fatiha).

A toute ma famille sans exception (mansouri).

A mon binôme le très cher sœur HANANE et sa famille.

*A mes amis sans exception et particulièrement les étudiants
de génie civil.*

Touatia

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté dans la wilaya de

Mostaganem. Cette région est classée en zone sismique II.a selon le **RPA99/V2003**.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé

(**RPA99V2003** et **BAEL91 modifié99**), cette étude se compose de quatre parties :

La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, l'escalier et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel **ETAPS** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondations).

Abstract

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building used for residential consists of a ground floor + (08) floors, implanted in the wilaya of Mostaganem. This region is classified as seismic zone II.a according to the **RPA99/V2003**.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (**RPA99/v2003, BAEL91 modifié99**), this study consists of four parts:

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

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs & parapet).

The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by software

ETAPS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (columns, beams, walls sails & foundation).

المخلص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق أرضي زائد ثمانية (08) طوابق، بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II.a حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 et BAEL91 modifié99) اشتملت الدراسة على أربعة أجزاء:

الجزء الأول يبدأ بالوصف العام للمشروع مع عرض لخصائص المواد، ثم إعطاء الأبعاد الأولية لعناصر البناية مع إعطاء حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (الروافد الثانوية، السلم و الجدار الواقى).

الجزء الثالث يشتمل على الدراسة الديناميكية للبناية باستعمال برنامج ETAPS الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تساعد على حساب تسليح مختلف العناصر الحاملة في البناية. الجزء الأخير يتضمن الأجزاء الحاملة ف البناية (الأعمدة، الروافد، الجدران الحاملة والأساسات).

Sommaire

Chapitre I : Généralités

Introduction :	1
1. Présentation du projet :	1
2. Caractéristiques de la structure :	1
3. Données du site :	1
4. Caractéristiques techniques :	1
5. Règles et hypothèses de calcul :	2
6. Caractéristiques des matériaux (béton et acier) :	4
7- Indication générale sur les règles (BAEL 91) :	9
8-Evaluation des charges et surcharge :	9
9-Les combinaisons fondamentales :	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires :	12
II.1.1 Planchers :	12
II.1.1.1 Planchers à corps creux :	12
II.1.1.2 Plancher à dalle pleine :	13
II.2 Poutres :	14
II.3 Les escaliers :	15
II.4 Les voile de contreventement :	17
II.5 Acrotère :	19
II.6 Descente des charges :	19
II.7 Les poteaux :	25
II.8 Conclusion :	31

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1 Plancher :	32
III.1.1 Plancher à corps creux :	32
III.1.1.1 Détermination des dimensions des poutrelles :	32
III.1.1.2 Ferrailage de la table de compression :	34
III.2 Les Différents types de poutrelles :	38
III.2.1 Calcul des charges revenant aux poutrelles :	39
III.2.2 Ferrailage de la poutrelle :	46
III.3 Calcul des armatures transversales	49
III.4 Vérification de la flèche :	50
III.5 Plancher à dalle pleine :	55
III.5.1 Dalle sur trois appuis :	56

III.6 L'escaliers :	59
III.7 L'acrotère :	77
Chapitre IV : Etude sismique	
Etude sismique	84
IV.1 Introduction :	84
IV.2 Choix de la méthode de calcul :	84
IV.2.1 Méthode Statique Equivalente :	84
IV.2.2 Méthode Dynamique :	85
IV.4 Détermination du spectre de réponse :	87
IV.5 Interprétation des résultats :	87
IV.5.1 Vérification de le résultante des forces sismiques :	87
VI.6 Calcul et vérification des déplacements :	91
VI.7 Vérification de l'excentricité :	94
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1 Introduction :	96
V.2 Définition :	96
V.3 Ferrailage des portiques :	96
V.3.1 Combinaisons d'actions :	96
V.3.2 : Ferrailage des poutres :	97
V.4 Ferrailage des poteaux :	104
V.5 Etude des Voiles :	115
V.5.1 Introduction :	115
V.5.2 Ferrailage des voiles :	115
Chapitre VI: Etude de l'infrastructure	
VI.1 Introduction:	123
VI.2 Différents types des fondations :	123
VI.3 Choix du type des fondations :	123
VI.4 Etude du sol de fondation :	123
VI.6 Pré-dimensionnement des semelles :	123
VI.7 Etude du radier général :	125
VI.8 Pré dimensionnement du radier :	126
VI.9 Ferrailage des poutres :	136
Conclusion	
Bibliographie	

Liste des figures

Figure. I.1: Diagramme des déformations limites de la section.	3
Figure I.2 : Diagramme contraintes - déformations du béton(ELU).....	6
Figure I.3 : Diagramme contraintes -déformations du béton (ELS)	6
Figure I.4 : Diagramme contraintes - déformations d'acier(E.L.U).....	8
Figure II.1: Coupe transversale du Plancher à Corps Creux	12
Figure II.2 : Plancher en dalle pleine	13
Figure II.3 : Section transversale d'une poutre	15
Figure. II.4 : Schéma de l'escalier.....	16
Figure II.5: Coupe d'un voile en élévation.	17
Figure II.6: Coupe d'un voile en plan.	18
Figure II.7: Coupe verticale de l'acrotère.	18
Figure II.8: Les constituants d'un plancher terrasse.	19
Figure II.9: Constituant d'un plancher étage courant.....	20
Figure II.10: Mur extérieur.....	21
Figure II.11: Mur intérieur.	22
Figure II.12 : Section réduite du poteau	26
Figure II.13 : Schéma de la surface afférente.....	26
Figure II.14 : La section du poteau.	29
Figure III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux.	31
Figure III. 2:dimensions des poutrelles.	32
Figure III.3: Section d'une poutrelle.	33
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	34
Figure III.5 : Appuis intermédiaires.	35
Figure III.6 : Schéma d'une poutrelle à plusieurs travées.....	35
Figure III.7 : Section de calcul du moment d'inertie.	52
Figure III.8: Schéma de ferrailage des poutrelles.	54
Figure III.9 : Dessin de ferrailage de la dalle pleine.....	57
Figure III.10: Schéma statique de 1 ^{er} type d'escalier à paillasse avec deux paliers de repos ..	58
Figure III.11 : Ferrailage d'escalier	63
Figure III.12 : dessin de ferrailage.....	67.
Figure III.13 : Section de la poutre brisée	68
Figure III.14 : Ferrailage de la poutre brisée en appui.	74
Figure III.15 : Ferrailage de la poutre brisée en travée.	74
Figure III.16 : Dimension de l'acrotère.....	75

Figure.III.17 : Schéma statique de l'acrotère	75
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	80
Figure IV.1 : modélisation de la structure	84
Figure V.1 : Disposition constructives des portiques.....	95
Figure V.3: Ferrailage en travée de la poutre.....	100
Figure V.2: Ferrailage en appui de la poutre.....	100
Figure V.5: Ferrailage en travée de la poutre.....	101
Figure V.4: Ferrailage en appui de la poutre.....	101
Figure V.7: les armatures transversals dans la zone de recouvrement.....	104
Figure V.8: coupe d'un poteau de dimensions 50x50 cm.....	105
Figure V.9 : exemple de ferrailage.....	110
Figure V.10: Coupe en élévation et détail de ferrailage des poteaux.....	111
Figure V.11: Ferrailage des poteaux.	111
Figure V.11 : Schéma d'un voile.	112
Figure V.13 : disposition des voiles.	115
Figure V.12 : disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles.....	115
Figure V.14: voile le plus défavorables	116
Figure V.15: section de calcul.....	116
Figure V.16 : dispositions du ferrailage longitudinal du voile.....	119
Figure VI.1 : Schéma d'un radier général	123
Figure VI.2 : Dimensions d'un Panneau de dalle le plus sollicité	123
Figure VI.3 : Dimensions du radier.....	125
Figure VI.4 : Dimensions des poutres.	126
Figure VI.5: schéma statique du débord.....	126
Figure VI.6 : Ancrage du bâtiment.....	128
Figure VI.7 : Moments en travées et sur appuis pour un panneau de dalle.	129
Figure VI.8:Enrobage.....	129
Figure VI.9 : Section de calcul dans le sens x-x.	130
Figure VI.10 : Section de calcul dans le sens Y-Y.....	130
Figure VI.12 Section de calcul.....	132
Figure VI.11 : Schéma statique du débord.....	132
Figure VI.13: Distribution des charges sur les poutres principales.....	133
Figure VI.14: Distribution des charges sur les poutres secondaires.	134
Figure VI.16 : ferrailage de poutres secondaire	138
Figure VI.15 : ferrailage des poutres principales.....	138

Liste des Tableaux

Tableau I.1: fe en fonction du type d'acier.	7
Tableaux I.2 : Choix des matériaux dans l'élaboration du projet	9
Tableau II.1 : les dimensions des poutres.	15
Tableau II.2 : Dimensions des éléments d'escalier.....	17
Tableau II.3 : Évaluation des charge dans le plancher terrasse inaccessible	20
Tableau II.4 : Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	21
Tableau II.5 : Évaluation des charges dans le plancher (Dalle pleine)	22
Tableau II.7: Évaluation des charges des murs intérieurs.....	23
Tableau II.8: Évaluation des charges du palier	24
Tableau II.9: Évaluation des charges de la volée	24
Tableau II.10 : Récapitulatif des charges et leurs combinaisons	25
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des charges	26
Tableau II.12 : Récapitulatif des conditions de RPA 99(version 2003).....	29
Tableau II.13 : Récapitulatif de la condition de flambement	30
Tableau III.1 : Les Types de poutrelles.....	38
Tableau III.2 : sollicitation max dans les différents types de partielle	46
Tableau III.3: Tableau de détermination des sollicitations	61
Tableau III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations	62
Tableau IV.1: Vérification des forces sismique	90
Tableau IV.2 : présentation des résultats de l'analyse spectrale	91
Tableau IV.3 : vérification des déplacements.	92
Tableau IV.4: Vérification de l'effet p- Δ sens XX	93
Tableau IV.5: Vérification de l'effet p- Δ sens YY	94
Tableau V.1: tableau recapitulative de ferrailage.....	103
Tableau V.2 : Efforts internes M (KN.m), N (KN) et T (KN).	107
Tableau V.3 : tableau recapitulative de ferrailage.....	113
Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	129
Tableau VI.2 : Les sollicitations de calcul :	132
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux	132
Tableau VII.4: Ferrailage de la dalle.....	135
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	137

NOTATIONS

BAEL	Béton armé à l'état limites
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
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	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_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau_u}$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I₀	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ζ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8 étages). Il est contreventé par un mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone de moyenne sismicité (kharrouba), présentant une régularité en plan.

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

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Un pré-dimensionnement des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres, les voiles sera fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires. L'étude dynamique ainsi que le calcul des éléments de contreventement (Poteaux, poutres et voiles) feront l'objet du quatrième chapitre. La dernière partie sera l'étude des fondations du bâtiment avec la disposition retenue lors de la partie précédente.

Introduction :

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour Sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

1. Présentation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation (ces appartements de type f3) faisant partie d'une opération immobilière. Sa structure est en (R+8) étages, ayant une forme régulière et implantée dans la wilaya de Mostaganem .Cette région est classée en zone à moyenne sismicité (zone II. a) selon le (RPA99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

2. Caractéristiques de la structure :✓ **Caractéristiques géométriques :****Dimension en hauteur :**

- La hauteur totale du bâtiment est : **27.54m.**
- La hauteur du rez-de-chaussée :**3.06m.**
- La hauteur des autres étages : **3.06m**

Dimension en plan :

- Sens longitudinal : **29 .00 m**
- Sens transversal : **19.10m.**

3. Données du site :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un projet de 36 logements, projetés au lieu dit : KHAROUBA wilaya de Mostaganem, qui est situé sur un terrain meuble le site est classé en catégorie (S3) selon sa nature géotechnique.

La contrainte admissible du sol : $Q_{adm}=1.8\text{bars.}$

L'ancrage minimal des fondations : $D=1.5\text{m.}$

4. Caractéristiques techniques :***L'ossature**

L'ossature est composée de :

- Portiques (Poutres et Poteaux).

- Voiles porteurs en béton armé.

***Plancher:**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Les planchers assurent deux fonctions principales :

- *Fonction de résistance mécanique.
- * Fonction d'isolation thermique et phonique.

Tous les planchers seront réalisés en corps creux et dalles de compression.

Le plancher terrasse est inaccessible.

***Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

***L'acrotère :**

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.

Dans notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible.

***Remplissage :**

On distingue deux types :

- Murs de façade : réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées pour une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs : réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

5. Règles et hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

5.1 Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites.

Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- *Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- *Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- *Stabilité de forme. (Non flambement des poteaux et des voiles)

Combinaison d'action à l'état limite ultime est : $q = 1.35G + 1.5Q$

➤ **Hypothèses :**

- *Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

*Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

*Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

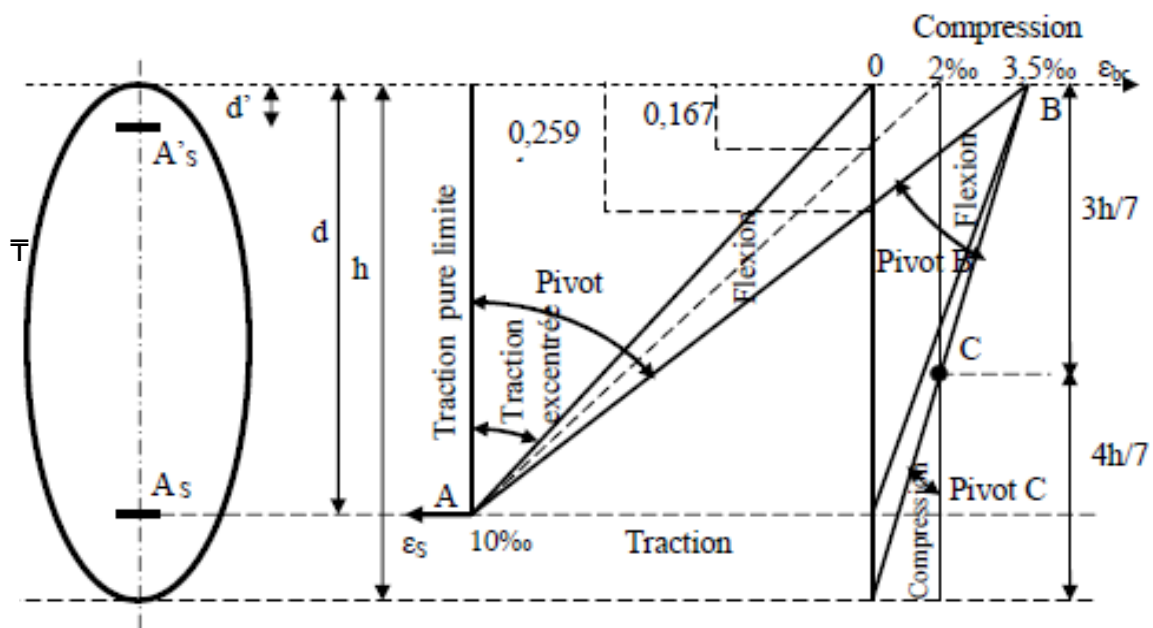


Figure. I.1: Diagramme des déformations limites de la section.

Etats limites de service (ELS) :

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

- ✓ Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- ✓ Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$.

➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_S = 15E_b$; $n = 15$).

5.2. RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

6. Caractéristiques des matériaux (béton et acier) :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

6.1 Béton :

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulats et de liants (ciment) malaxés avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + l'eau de gâchage.

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

6.1.1 Caractéristique du béton :

***Résistance à la compression :**

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour 1m³ de béton courant doser à 350kg de ciment (CEM II/ A 42.5), la résistance moyenne f_{c28} .

Comprise entre 22 et 25 Mpa, On prend $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$.

- **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

6.1.2. Module de déformation longitudinale du béton :

*Le module de déformation longitudinale instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa.}$$

*Le module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où : } E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa.}$$

6.1.3. Coefficient de poisson:

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

6.1.4. Contraintes limites:

Suivant le **BAEL 91**, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (ELU).
- Etat limite de service (ELS).

***ELU :**

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b coefficient de sécurité

σ_{bc} : contrainte ultime du béton en compression

$\gamma_b = 1.15$ pour la situation accidentelle ; $\gamma_b = 1.5$ pour la situation durable et transitoire.

$$\sigma_{bc}=14.17 \text{ MPa pour } \gamma_b=1.5$$

$$\sigma_{bc}=18.48 \text{ MPa pour } \gamma_b=1.15$$

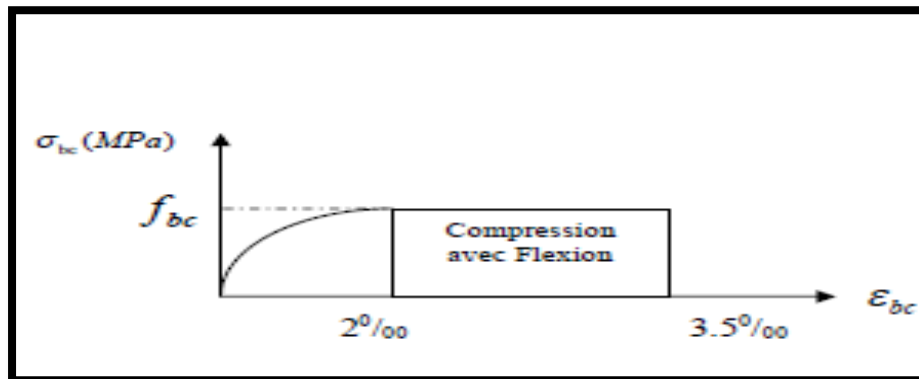


Figure I.2 : Diagramme contraintes - déformations du béton(ELU)

***ELS:**

À l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton à

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

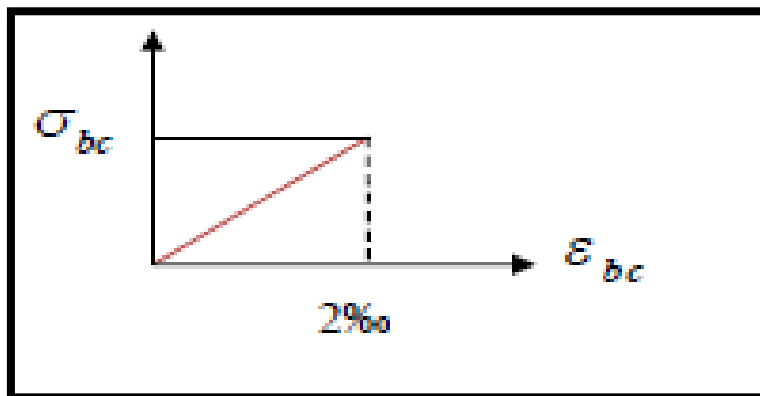


Figure I.3 : Diagramme contraintes -déformations du béton (ELS)

6.2. Acier :

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier. Leur rôle est de résister les efforts de traction.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000 \text{ Mpa}$.

6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Tableau I.1: f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses		Treillis soudés à haute adhérence	
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	TLE520	FeTE400	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	520	400	500

Limite :***ELU :**

La contrainte de l'acier à la traction :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : f_e limite d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.00 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ 1.15 & \text{pour la situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

*** Pour les barres HA : $f_e E400$**

$$\sigma_s = 348 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ [Mpa]}$$

*** Pour les ronds lisses : $f_e E235$**

$$\sigma_s = 204 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_s = 235 \text{ [Mpa]}$$

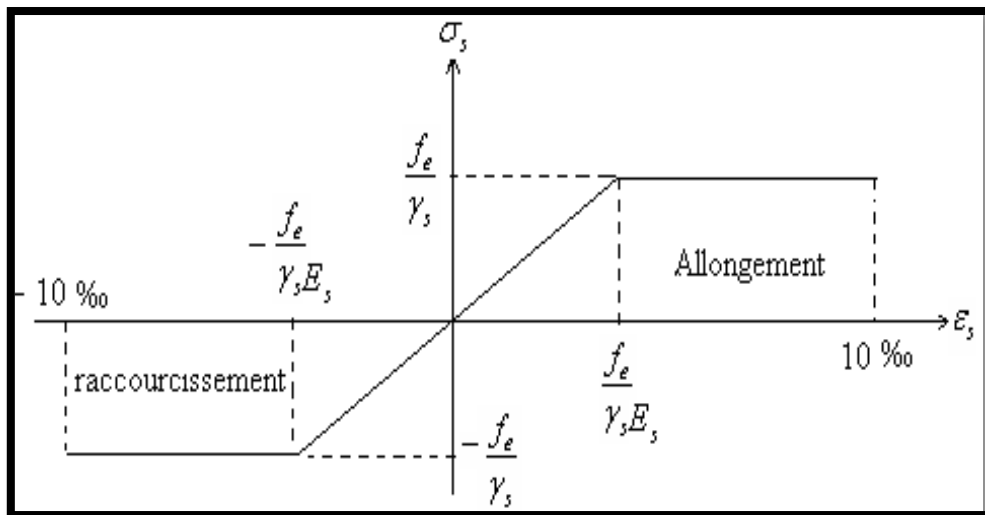


Figure I.4 : Diagramme contraintes - déformations d'acier(E.L.U).

***ELS :**

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire

-Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

***Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration

$$\text{Avec } \eta = \begin{cases} 1 & \longrightarrow \text{RL} \\ 1.6 & \longrightarrow \text{H A} \end{cases}$$

Tableaux I.2 : Choix des matériaux dans l'élaboration du projet

Béton	Ciment dosé à 350 kg /m³	f_{c28}=25 Mpa	σ_{bc} = 14.18Mpa	f_{t28} = 1.8 Mpa	E_{ij}= 32164,2 Mpa	E_{vj} = 10818.86 Mpa
Acier	Des barres (HA) : F _e E400	σ _s = 348 Mpa	γ _s = 1.15	η = 1,6	γ _b = 1,5	E _s = 2. 10 ⁵ Mpa

7- Indication générale sur les règles (BAEL 99) :

Notions d'états limites :

On distingue deux catégories d'états limites : les états limites ultimes dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure, et les états limites de service dont le non respect compromet la durabilité de l'ouvrage.

***Etats limite ultime** : on distingue

- 1) L'état limite ultime d'équilibre statique.
- 2) L'état limite ultime de résistance.
- 3) L'état limite de stabilité de forme.

*** Etat limite de service** : on distingue :

- 1) L'état limite de service vis-à-vis de la compression du béton.
- 2) L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- 3) L'état limite de service de déformation.

8-Evaluation des charges et surcharge :

a-Action

L'action dont les forces et couples (M, N et T) dues aux charges appliquées (charges permanentes, charges d'exploitations, charges climatiques...)

a-1) Action permanentes :

Les actions permanentes noté **G** ont une intensité constantes ou peu variables dans le temps comme :

- *le poids propre de la structure.
- *le poids d'équipement fixes.

*le poids, les poussées et les pressions due à la terre ou les liquides lorsque les niveaux de ces derniers varient peu.

* les déformations imposées à la construction : retrait, tassement différentielle des appuis.

a-2) Action variables:

Les actions variables notées **P** ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, ces actions comprennent en particulier :

1*les charges d'exploitations : ces charges sont fixées par les règlements ou les normes en vigueur

2*Les charges climatiques : (vent et neige) ces charges sont fixées par les textes réglementaires en vigueur :

3* les charges appliquées au cours d'exécution et qui proviennent, en général, des équipements de chantier.

4*l'effet due à la température.

a-3) Action accidentelles:

Les actions accidentelles notées **F₁** proviennent des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application comme par exemples :

*les séismes.

*les chocs des véhicules ou des bateaux.

*les explosions.

*les cyclones.

*les incendies.

9-Les combinaisons fondamentales :

En Algérie les combinaisons les plus usuelles dans les bâtiments courants sont :

*Sollicitations du premier genre :

(Combinaisons fondamentales ou de base)

Etat limite ultime : $1.35G+1.5Q$

Etat limite service: $G+Q$

*Sollicitations du second genre (accidentelles) selon RPA 99:

$G+Q+E$	}	Pour le ferrailage des poutres
$0.8G\pm E$		

$G+Q+1.2 E$	}	Pour le ferrailage des poteaux
$0.8G\pm E$		

G : la charge permanente

Q : la charge d'exploitation

E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Introduction :

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

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

II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires :**II.1.1 Planchers :**

Les planchers sont constitués d'une dalle horizontale associée à un système de poutres Formant nervures (poutres principales, poutres secondaires, poutrelles).

. On distingue deux type de plancher :

*Plancher à corps creux.

*Plancher à dalle pleine.

II.1.1.1 Planchers à corps creux :

Puisque les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t = \frac{L_{\max}}{22.5}$$

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{390}{22.5}$$

$$\Rightarrow h_t = 17.33 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une hauteur $(16+4)=20$ cm, avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

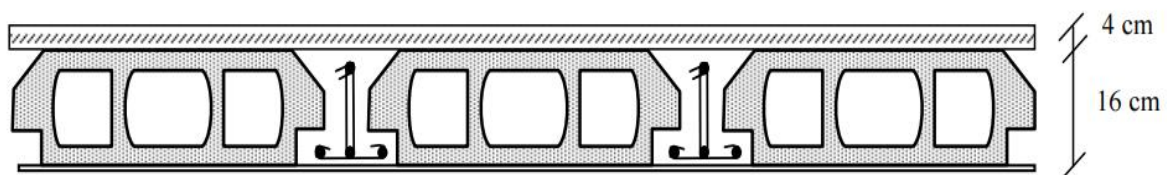


Figure II.1: Coupe transversale du Plancher à Corps Creux

II.1.1.2 Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées l_x et l_y . On désigne par l_x la plus petite portée.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

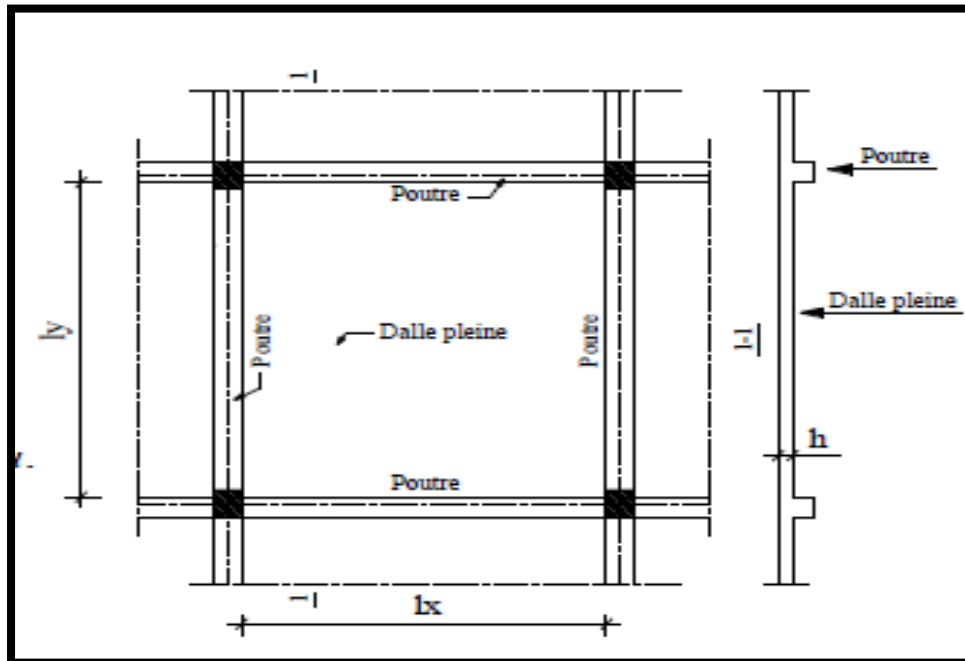


Figure II.2 : Plancher en dalle pleine

* résistance au feu :

$e = 7$ cm pour une heure de coupe feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.

$e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu.

* Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

*Résistance a la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

*Dalle porte dans un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis) :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \quad e \geq \frac{l_x}{20}$$

* Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens (dalle pleine sur 3et 4 appuis) :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \prec e \prec \frac{l_x}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \prec e \prec \frac{l_x}{40}$

Avec :

l_x : La plus petite portée du panneau de dalle

l_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

Dans notre cas :

l_x (cm)	l_y (cm)	α	Remarque	h_d (cm)
120	440	0.3	La dalle porte dans un seul sens	$\frac{l_x}{35} \prec e \prec \frac{l_x}{30}$ $3.42 \prec e \prec 4$

On prend : $e=12$ cm.

Conclusion :

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine : **$e = 15$ cm.**

II.2 Poutres :

La hauteur doit vérifier les conditions suivantes :

***Critère de la flèche :**

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

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

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

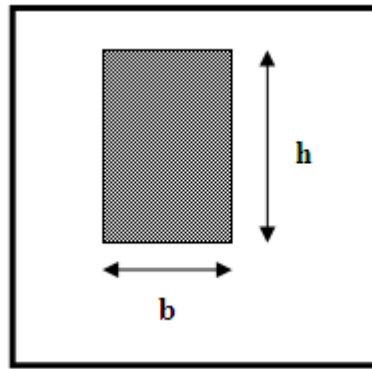


Figure II.3 : Section transversale d'une poutre

*** Conditions imposées par le R.P.A 99**

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

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

$$h/b \leq 4$$

Tableau II.1 : les dimensions des poutres.

Type de poutre	L (cm)	L/15	L/10	h	B	h/b	Section adoptée (cm ²)
Poutre principales	520	34.66	52	45	30	1.5	30-45
Poutres secondaires	420	28	42	35	30	1.16	30-35

On prend les sections suivantes :

(30x45) cm² pour les poutres principales.

(30x35) cm² pour les poutres secondaires.

II.3 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de Contre marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

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

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

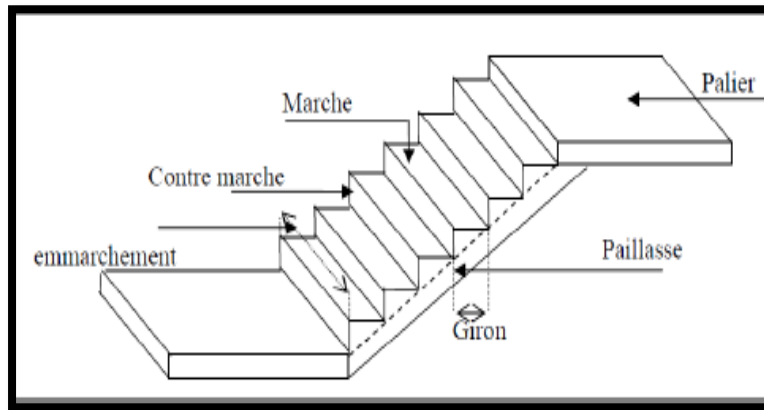
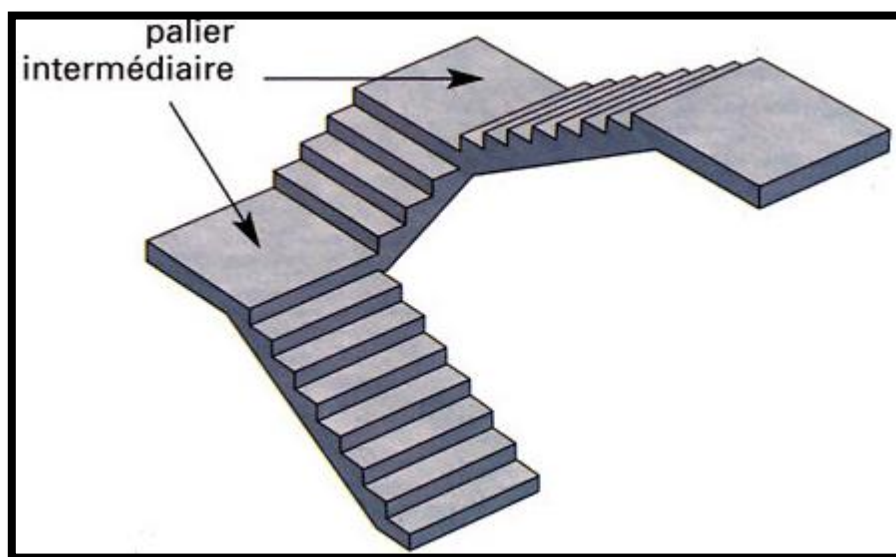


Figure. II.4 : Schéma de l'escalier.

Notre projet présente un seule type d'escalier (Escalier a trois volées).



Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \text{ Avec: } 16 < h < 18 \Rightarrow \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

$$\text{Donc : } 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

Pour $h=17 \text{ cm}$, on aura 18 contre marches entre chaque deux étages, On a trois volées, donc 6 contre marches par volée :

$$N = N_{CR} - 1 = 5 \text{ marches}$$

- l'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}(\alpha) = 102/150 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

- L'épaisseur de la paillasse et de palier :

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{pai}}{30} < e < \frac{L_{pai}}{20}$$

$$L_{pai} = \sqrt{150^2 + 102^2} = 181\text{cm}$$

$$6.03\text{cm} < e < 9.05\text{cm}$$

On adopte $e_{\text{paillasse}} = e_{\text{palier}} = \mathbf{12\text{cm}}$

Tableau II.2 : Dimensions des éléments d'escalier.

H étage (cm)	Volée	H ₀ (cm)	L ₀ (cm)	Inclinaison α (°)	N ^{bre} de contre marche n	H (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
306	1	102	280	34.21	6	17	30	12
	2	102	430	34.21	6	17	30	12
	3	102	280	34.21	6	17	30	12

II.4 Les voile de contreventement :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations D'après cet article :

* Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : L : porté du voile.
e : épaisseur du voile.

(L'épaisseur minimale est de 15 cm) .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

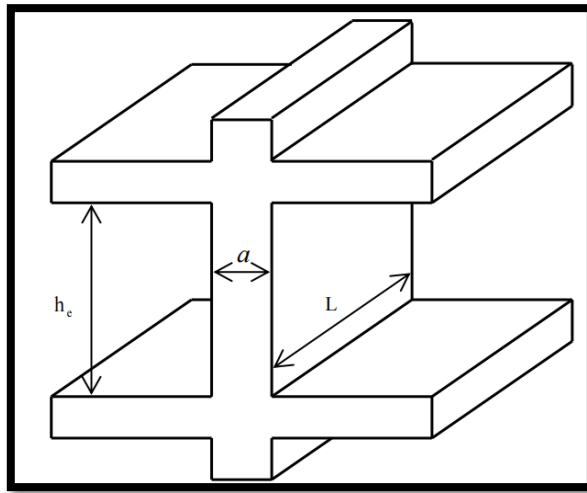


Figure II.5: Coupe d'un voile en élévation.

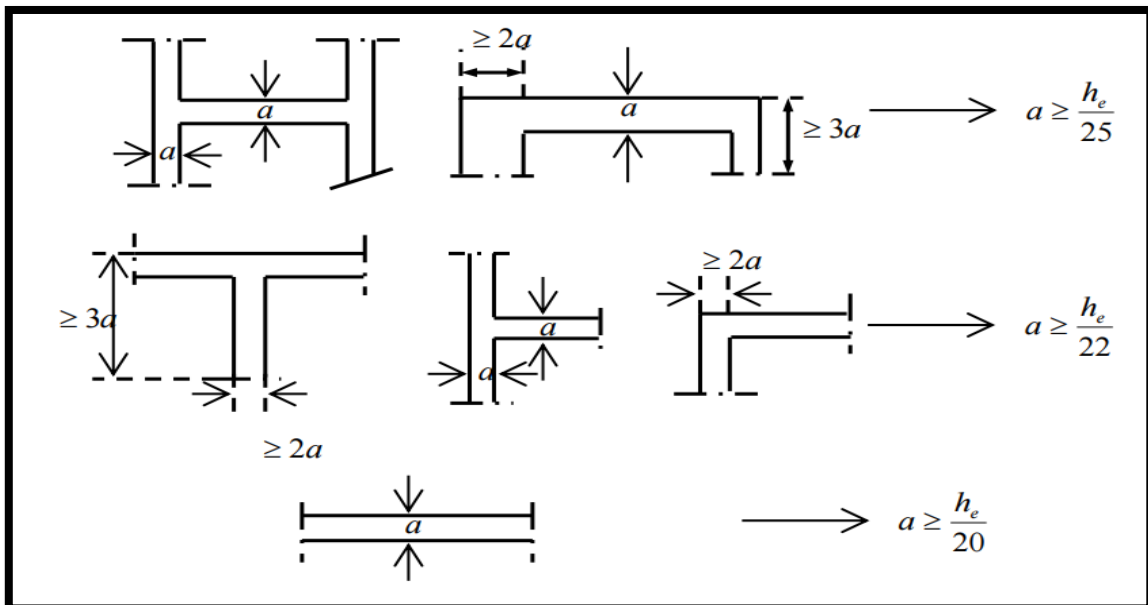


Figure II.6: Coupe d'un voile en plan.

Dans notre cas:

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \quad \Rightarrow \quad a \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **e = 15cm.**

II.5 Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse .Cet élément est réalisé en béton armé.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

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

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge Permanente :**Poids propre :**

$$G = S \times \gamma_b \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ kN/ml}; Q = 1 \text{ kN/ml}$$

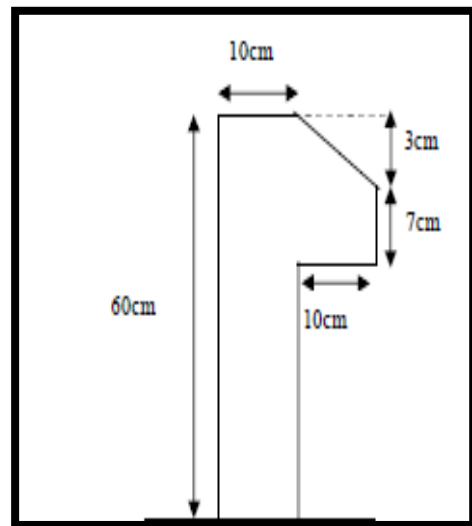


Figure II.7: Coupe verticale de l'acrotère.

II.6 Descente des charges :**Généralité :**

Le but du calcul de la descente des charges est de connaître les charges totales verticales au niveau de chaque étages et jusqu'aux fondations, avec ces charges on effectue une vérification rapide et approchée.

La descente des charges dues au poids mort peut s'effectuer en considérant :

- La charge du plancher
- Le poids propre des poteaux.
- Le poids propre des poutres et des chainages
- le poids des éléments seconds (escalier, acrotère,....)

Les charges d'exploitations qui reviennent à un poteau se déterminent en multipliant la surcharge surfacique par la surface afférente qui lui revient.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

➤ Plancher terrasse inaccessible à corps creux (16+4):

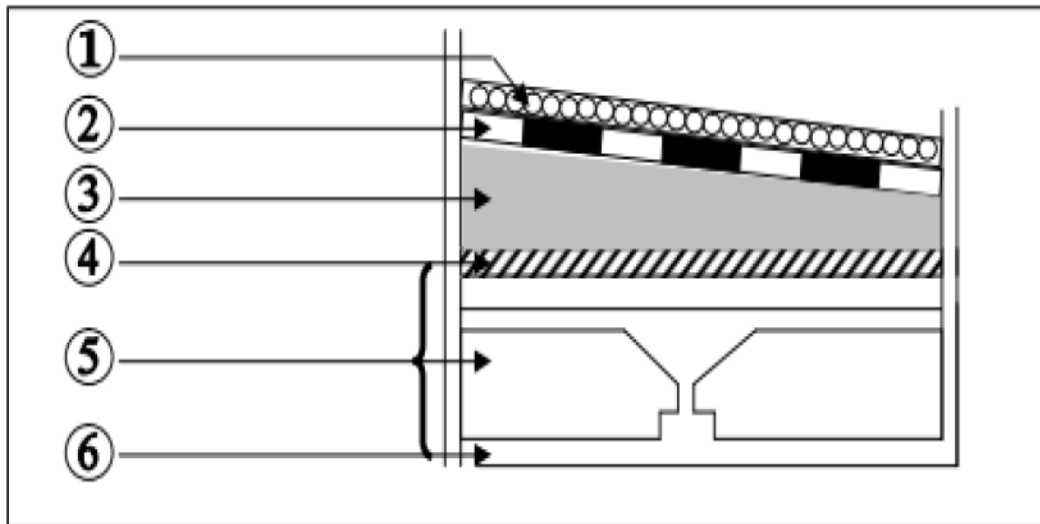


Figure II.8: Les constituants d'un plancher terrassent.

Tableau II.3 : Évaluation des charge dans le plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Gravions de protection	0.05	0.9
2-Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3-Forme de pente	0.1	2.2
4-Isolation thermique en liège	0.04	0.16
5-Plancher à corps creux (16+4)	0.2	2.8
6- Enduit en plâtre	0.01	0.1

G=6.28

Q=1

➤ Planchers étage courant :

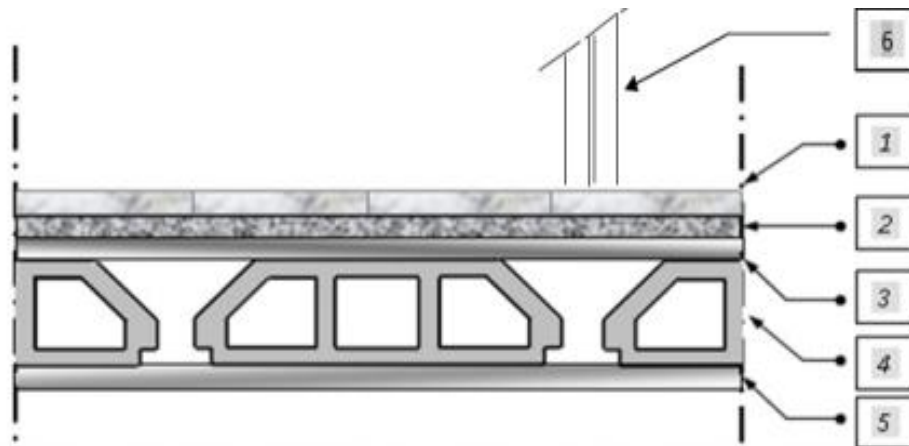


Figure II.9: Constituant d'un plancher étage courant.

Tableau II.4 : Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant

Matériaux	Ep(m)	G (KN/m ²)
1- Carrelage+ mortier	0.02	0.44
2- Lit de sable	0.02	0.36
3-Plancher à corps creux (16+4)	0.2	2.8
4-Enduit en plâtre	0.01	0.10
5-mortier de pose	0.02	0.40
6-cloison	0.1	1
		G=5.10
		Q=1.5

➤ **Plancher (Dalle pleine)**

Tableau II.5 : Évaluation des charges dans le plancher (Dalle pleine)

Matériaux	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage+ Mortier	0.02	0.44
2-Mortier De Pose	0.02	0.40
3-Plancher A Dalle Pleine	0.15	3.75
4-Enduit En Plâtre	0.01	0.1
5-Lit De Sable	0.02	0.36
		G=5.05
		Q=2.5

➤ **Maçonnerie :**

***Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :**

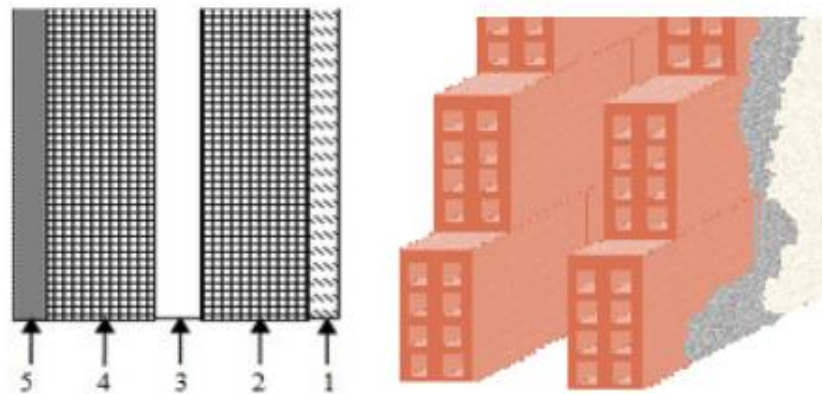


Figure II.10: Mur extérieur.

Tableau II.6 : Évaluation des charges des murs extérieures

Matériaux	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Enduit extérieure en ciment	0.02	0.36
2-Parois en brique creuse	0.15	1.35
3-Lame d'air	0.05	/
4-Parois en briques creuses	0.1	0.9
5-Enduit intérieur en ciment	0.02	0.36
		G=2.97

➤ Murs intérieurs (simple parois) :

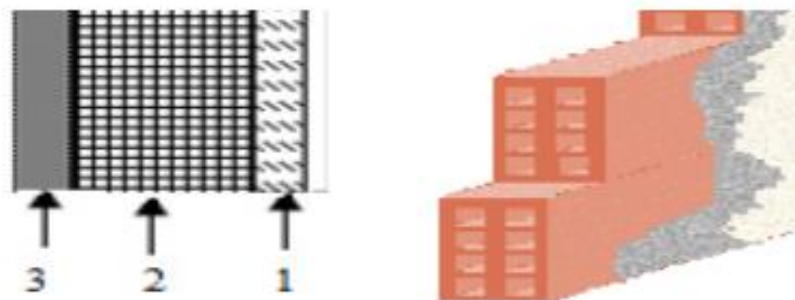


Figure II.11: Mur intérieur.

Tableau II.7: Évaluation des charges des murs intérieurs.

Matériaux	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Enduit en ciment	0.02	0.36
2-Parois en briques creuses	0.15	1.35
3-Enduit en ciment	0.02	0.36
		G=2.07

➤ L'escalier :

*Palier :

Tableau II.8: Évaluation des charges du palier

Matériaux	Ep(m)	G (KN/m ²)
1- carrelage + mortier de pose + sable	0.06	1.2
2-Dalle pleine en béton armé	0.12	3
3-Enduit en ciment	0.015	0.27
		G=4.47
		Q =2.5

*Volée (paillasse):

Tableau II.9: Évaluation des charges de la volée

Matériaux	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage+ mortier de pose + sable	0.06	1.2
2- Revêtement verticale	0.06	0.68
3- Poids des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	1.87
4- Paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	0.1	3.63
5- Enduit en ciment	0.015	0.33
6- Garde corps	/	0.1
		G=7.81
		Q =2.5

Tableau II.10 : Récapitulatif des charges et leurs combinaisons

charges	réservation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU $q_u =$ 1.35G+1.5P	ELS $q_s =$ G+P	Bonde de e(m)	ELU q_{u^*e}	ELS q_{s^*e}
Niveau								
Terrasse Inaccessible	-	6.28	1	9.478	7.281	0.6	5.686	4.368
Etage Courant	habitation	11.38	1.5	17.613	12.880	0.6	10.567	7.728

II.7 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité transversale et servent aux chainages verticaux. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivants :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du **RPA99**.

***Loi de dégression :**

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

Sous terrasse : Q_0

Sous 9ème étage : $Q_0 + Q_1$

Sous 8ème étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous 7ème étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous 6ème étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous 5ème étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + [(3 + n) / 2n] \cdot \sum_{ni=1}^n Q_n$

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des charges

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Sous Terrasse	6.28	1.00
Sous 8° Etage	11.38	2.50
Sous 7° Etage	16.48	3.85
Sous 6° Etage	21.58	5.05
Sous 5° Etage	26.68	6.10
Sous 4° Etage	31.78	7.00
Sous 3° Etage	36.88	7.75
Sous 2° Etage	41.98	8.50
Sous 1° Etage	47.08	9.25

➤ Les conditions imposées par le **RPA 99/2003**

$$\min(a, b) \geq 25$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

h_e : hauteur libre de l'étage.

En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq a \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots(1)$$

Avec :

Br : section réduite du poteau (en cm²) ; Br = (a-2) (b-2).

As : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1.15$.

α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique (λ).

(λ) l'élanement mécanique d'un poteau comprimé d'une section constante.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

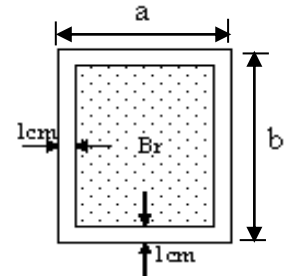


Figure II.12 : Section réduite du poteau

Pour éviter le flambement on prend : $\lambda = 35$ d'où $\alpha = 0,71$

Pour notre cas , la durée probable d'application de la majeure partie des charges est supérieur à 90 jours ; donc $\Theta = 1$

A partir la relation (1) , on déduit que

$$B_r \geq \frac{N_u}{a \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend : $\frac{A}{B_r} = 0.8\% = \frac{0.8}{100}$ [BAEL91]

$$B_r \geq \frac{N_u (KN)}{a \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.8}{100} \frac{f_e}{1.15} \right]}$$

Donc $B_r \geq 0.66 N_u$

On peut tirer a et b sachant que $B_r = (a-2)(b-2)$; d'après le critère de résistance, Nous avons :

$P_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$

Avec :

N_g : effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : effort normal dus aux charges d'exploitations.

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité et on prend :

$a = b \rightarrow (a * b)$ en $[cm^2]$.

➤ Conditions de flambement

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

Avec :

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration de la section du béton.

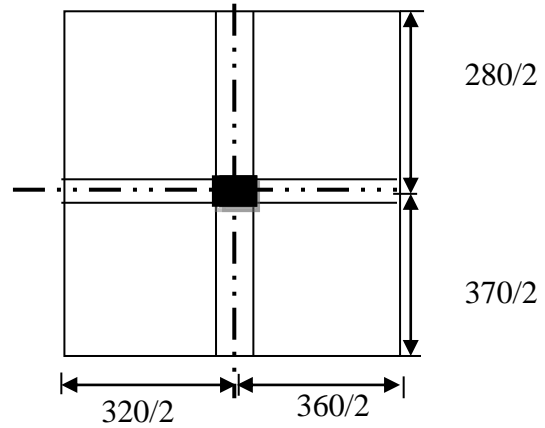
I : moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : air de la section du béton seule.

➤ **Calcul de la surface afférente**

* Exemple du 4^{ème} étage

$$L_f = 0.7 * L_0$$



L_0 : Longueur libre du poteau

Figure II.13 : Schéma de la surface afférente

$$S_{aff} = (3.20/2 + 3.60/2) * (3.70/2 + 2.80/2) = 11.05 m^2$$

▶ **Les longueurs afférentes des poutres secondaires et principales :**

$$L_{aff\ pp} = (3.20/2) + (3.60/2) = 3.4 m$$

$$L_{aff\ ps} = (3.70/2) + (2.80/2) = 3.25 m$$

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

$$P_{pp} = 25 * 0.45 * 0.30 = 3.375 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ps} = 25 * 0.35 * 0.30 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

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

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (3.375 * 3.4) + (2.625 * 3.25)$$

$$P_t = 20.006 \text{ KN}$$

$$N_p = 1.35 * P_t * n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre d'étage.}$$

$$N_p = 1.35 * 20.006 * 9 \quad \rightarrow \quad N_p = 243.072 \text{ KN}$$

▶ **Poids propre de poteau :**

$$P_{pot} = 25 * 0.40 * 0.40 * (3.06 - 0.4) = 10.64 \text{ KN/ml}$$

▶ **Poids propre de plancher :**

$$G_{cumulé} = 31.78 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1.35 * G_{cumulé} + 1.5 * P_{cumulé}) * S_{aff}$$

$$N_{plancher} = [(1.35 * 31.78) + (1.5 * 7)] * 11.05 \quad \rightarrow \quad N_{plancher} = 590.103 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.15 * P_u = 1.15 * (N_{plancher} + N_p + P_{pot}) = 1.15 * (590.103 + 243.072 + 10.64) \quad \rightarrow \quad N_u = 970.387 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0.66 N_u \quad \rightarrow \quad Br = (a-2)^2 \geq 640.455 \quad \rightarrow \quad a = 28 \text{ cm}$$

La section de poteau de ce niveau est (40*40) cm.

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA 99(version 2003)**

* Vérification des dimensions (tous les étages)

$$\min(a, b) \geq 25$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec : h_e =hauteur libre de l'étage=3.06m

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Tableau II.12 : Récapitulatif des conditions de RPA 99(version 2003)

Etage	Poteaux	a=b	Condition(1) Min (a, b) ≥25	He/20	Condition(2) Min (a, b) ≥he/20	a/b	Condition(3) 1/4 ≤ a/b ≤ 4
8 ^{ème}	30X30	30	C.V	15.3	C.V	1	C.V
7 ^{ème}		30	C.V	15.3	C.V	1	C.V
6 ^{ème}	35X35	35	C.V	15.3	C.V	1	C.V
5 ^{ème}		35	C.V	15.3	C.V	1	C.V
4 ^{ème}	40X40	40	C.V	15.3	C.V	1	C.V
3 ^{ème}		40	C.V	15.3	C.V	1	C.V
2 ^{ème}	45X45	45	C.V	15.3	C.V	1	C.V
1 ^{ème}		45	C.V	15.3	C.V	1	C.V
RDC	50X50	50	C.V	15.3	C.V	1	C.V

➤ **Critère de flambement :**

Il faut vérifier que $\lambda = \frac{l_f}{i} < 35$

Avec: λ élancement.

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7 L_0$. ($L_0=3.06m$)

L_0 : longueur libre de poteau.

i : rayon de giration de la section du plan de flambement $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

B : aire de la section du béton seul.

$$I = \frac{ab^3}{12}$$

I : moment d'inertie

pour une section rectangulaire.

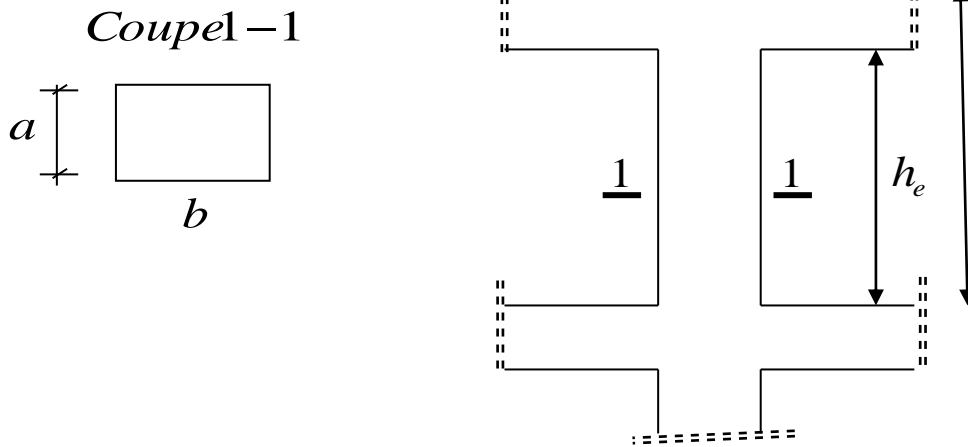


Figure II.14 : La section du poteau.

Tableau II.13 : Récapitulatif de la condition de flambement

Etage	Poteaux	L_0 (cm)	L_f (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm ²)	λ
8 ^{ème}	30X30	306	214.2	67500	900	8.660254038	24.73368553
7 ^{ème}		306	214.2	67500	900	8.660254038	24.73368553
6 ^{ème}	35X35	306	214.2	125052.0833	1225	10.10362971	21.20030189
5 ^{ème}		306	214.2	125052.0833	1225	10.10362971	21.20030189
4 ^{ème}	40X40	306	214.2	213333.3333	1600	11.54700538	18.55026416
3 ^{ème}		306	214.2	213333.3333	1600	11.54700538	18.55026416
2 ^{ème}	45X45	306	214.2	341718.75	2025	12.99038106	16.48912368
1 ^{ème}		306	214.2	341718.75	2025	12.99038106	16.48912368
RDC	50X50	306	214.2	520833.3333	2500	14.43375673	14.84021132

II.8 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes:

- * Poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- * Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- * Poteaux de RDC : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- * Poteaux d'étages 1 et 2 : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- * Poteaux d'étages 3 et 4 : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- * Poteaux d'étages 5 et 6 : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
- * Poteaux d'étages 7 et 8 : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
- * Epaisseur des voiles (15) cm
- * Epaisseur des volées (12) cm

Au terme de ce chapitre, un pré dimensionnement de tous éléments de notre structure à été fait, ainsi nous avons adopté les différentes sections des poutres et poteaux à prendre en compte ainsi que les différentes épaisseurs des voiles et des escaliers.

III.1 Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs,...) ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables)

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir

- 1- La résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation
- 2- reprise des efforts horizontaux due au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs périphériques des sous sol enterré et les réparties aux éléments porteurs
- 3- séparation entre les différentes niveaux et isolations thermique et acoustique
- 4- protection des personnes contre les risques d'incendie

III.1.1 Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de :

- Corps creux
- Nervures
- Dalle très mince

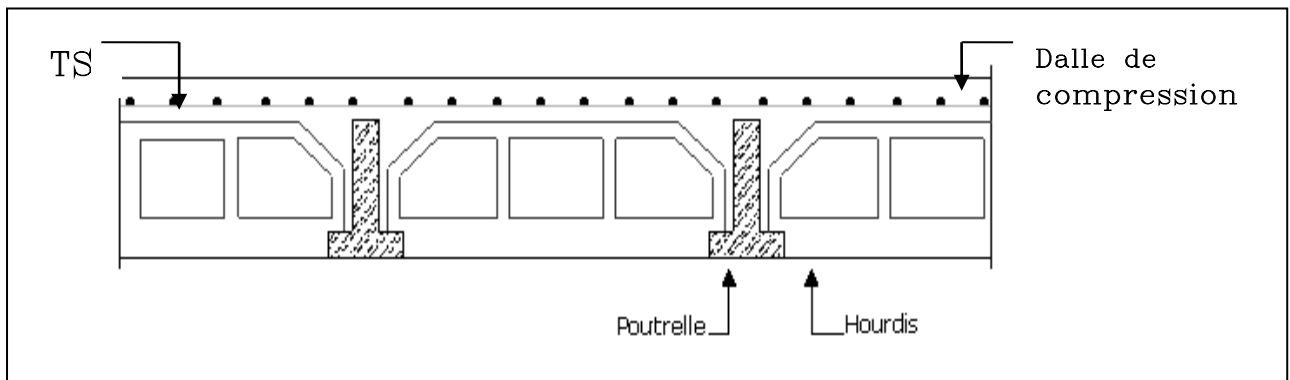
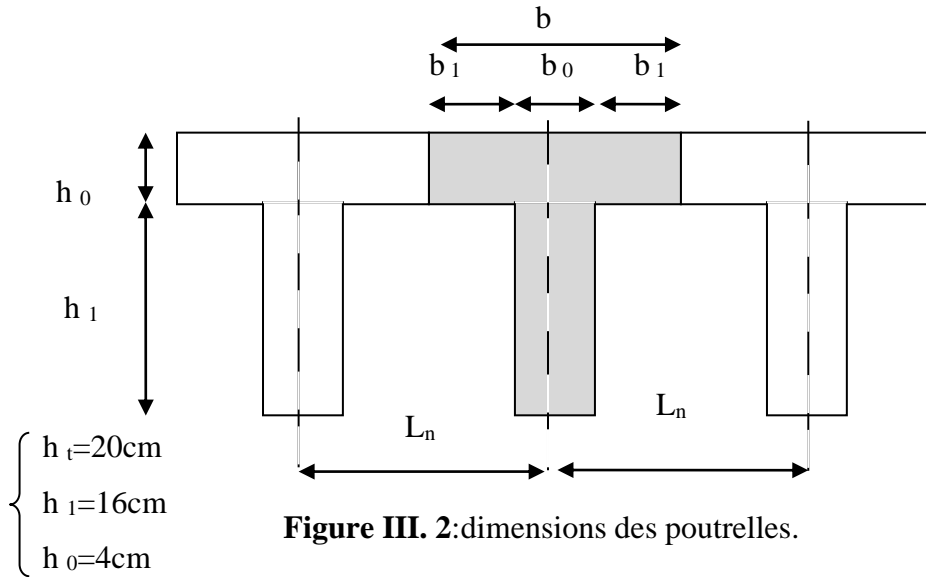


Figure III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.1.1.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

On a un plancher d'épaisseur 20cm dont ; 4cm pour la dalle de compression et 16cm pour le corps creux et

La section transversale de la poutrelle est une section en (Té) :



D'après les règles B.A.E.L.91 la largeur des ailettes de la table de compression (b_1) sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} *b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ *b_1 \leq \frac{L}{10} \\ *b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ *b = 2b_1 + b_0 \end{array} \right.$$

Avec : L_n : La distance entre axes des nervures.

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

On prendra $b_0 = 10\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 10}{2} = 25\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39\text{cm} \\ (6 \div 8)h_0 = (6 \div 8) \times 4 = (24 \div 32) = 28\text{cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 \leq \min (25 ; 39; 28) = 25\text{cm}$$

Donc :

$$b_1 = 25\text{cm et}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 25 + 10 = 60\text{cm.}$$

Les dimensions du corps creux et la dalle de compression sont :

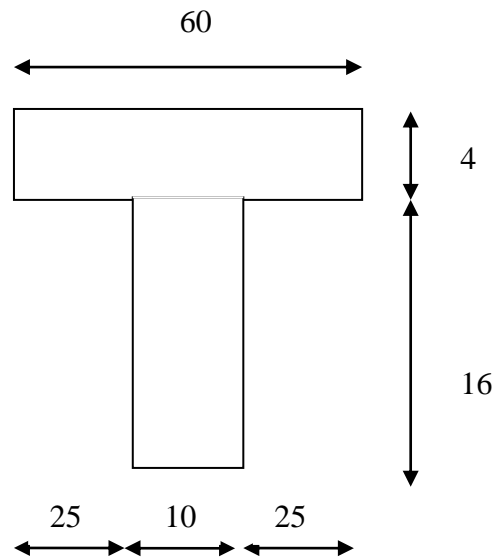


Figure III.3: Section d'une poutrelle.

III.1.1.2 Ferrailage de la table de compression :

D'après les règles **BAEL.91** : L'épaisseur minimale de la dalle de compression est $h_{0min} = 4\text{cm}$

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}
- 30cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

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

Avec : A : en $[\text{cm}^2/\text{ml}]$

- f_e : la limite d'élasticité du treillis soudé en $[\text{MPa}]$

a) **Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :**

***Détermination des armatures:**

$$\text{On a: } 50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e} ;$$

On prendra $\phi_6 \Rightarrow f_e = 400MPa$

$$\text{Donc: } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{400} = 0.60cm^2 / ml$$

***Choix des armatures:**

$$4T6/ml \longrightarrow A = 1.13cm^2/ml$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20cm).$$

Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$)

***Détermination des armatures:**

$$\text{On a: } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.30cm^2 / ml$$

***Choix des armatures:**

$$4T6/ml \longrightarrow A = 1.13cm^2/ml$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20cm).$$

Choix : on adoptera un TS ϕ_6 de mailles $(150 \times 150) cm^2$.

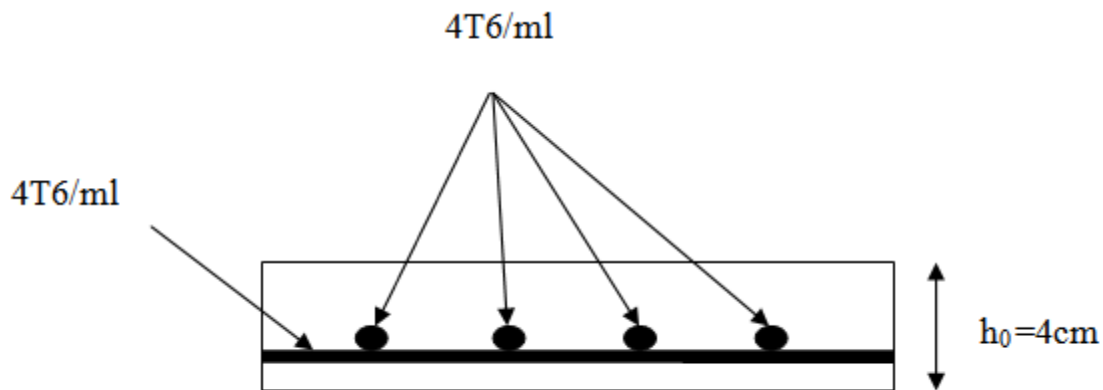


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

***Calcul des sollicitations :**

Méthodes de calculs

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

❖ **Méthode forfaitaire:**

*** Condition d'application :**

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : il faut que :

1-Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min (2 G ; 5KN/m^2)$

2- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.

3- Que le rapport :

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

4-La fissuration est peu nuisible.

***Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

***Moment sur appuis :**

- Sur les appuis de rive les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à (- 0.2*M₀).

Appuis intermédiaires :

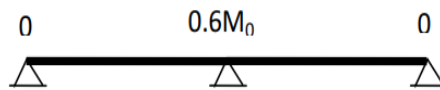


Figure III.5 : Appuis intermédiaires.

- Poutres sur deux travées :

Les moments sont de l'ordre de (-0.6*M₀)

- Poutres à plus de deux travées :

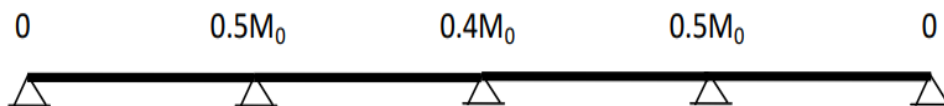


Figure III.6 : Schéma d'une poutrelle à plusieurs travées

Ces moment sont de l'ordre de : (- 0.5*M₀) : Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

(-0.4*M₀) : Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M₀ : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

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

***Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$* M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq [\max((1 + 0,3\alpha); 1,05)] M_0$$

$$* \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 & \longrightarrow \text{ Dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 & \longrightarrow \text{ Dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{cases}$$

❖ **Méthode de CAQUOT**

*** Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

***Principe de la méthode :**

Cette méthode est basé sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

***Moment en appuis :**

$$M_i = \frac{q_g * L_g'^4 + q_d * L_d'^3}{8.5 * (L_g' + L_d')}$$

Tel que :

$$\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{ Longueurs fictives} \\ q_g \text{ et } q_d : \text{ Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L = \begin{cases} 0.8 L : \text{ Travée intermédiaire} \\ L : \text{ Travée de rive} \end{cases}$$

***Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g * \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d * \left(\frac{x}{L}\right) = \frac{qx}{2} * (L - x) * M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d * \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow -q * x + q * \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{\frac{q * L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(x)$$

- L'effort tranchant :

$$v = \frac{dM}{dx} = q * \frac{L}{2} - q * x - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

Remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

***Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- 1^{ère} condition : $Q = 1 \text{ KN/m} \leq 5 \text{ KN/m}$ satisfaite.
- 2^{ème} condition : $I = \text{constant}$ satisfaite.
- 3^{ème} condition : $L_i / (L_{i+1}) = 3.7 / 2.8 = 1.32 \notin [0.8 ; 1.25]$ non satisfaite.
- 4^{ème} condition : Fissuration peu nuisible satisfaite.

Note : les conditions d'application ne sont pas satisfaites, on utilise la méthode de **Caquot Minorée**.

III.2 Les Différents types de poutrelles :

On a 2 types de poutrelles.

Tableau III.1 : Les Types de poutrelles.

Type	Schéma statique
1 ^{ère} type	
2 ^{ème} type	

III.2.1 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

***Plancher terrasse inaccessible :** $G' = 2/3 G$ ($G = 6.28$) $G' = 4.187 \text{KN/m}^2$; $Q = 1 \text{KN/m}^2$

$$q'_u = (1.35 * 4.187 + 1.5 * 1) * 0.6 = 4.291 \text{KN/ml}$$

$$q'_s = (4.187 + 1) * 0.6 = 3.112 \text{KN/ml}$$

➤ **Type1 :**

Calcul des moments**Moments aux appuis**

***Appuis de rive :**

$$M_A = M_F = 0$$

Les moments fictifs $M_A = M_F = 0 = -0.2M_0$

$$\text{ELU : } M_0 = (q'_u * l^2) / 8 = (4.291 * 4.2^2) / 8 = 9.462 \text{ KN.ml}$$

$$\text{ELS : } M_0 = (q'_s * l^2) / 8 = (3.112 * 4.2^2) / 8 = 6.862 \text{ KN.ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_A = M_F = -1.892 \text{ KN.ml} \\ \text{ELS : } M_A = M_F = -1.372 \text{ KN.ml} \end{array} \right.$$

*** Appuis intermédiaires :**

Appui B :**Calcul de largeurs fictives :**

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.2 \text{m}$$

$$L'_{BC} = 0.8L_{BC} = 2.96 \text{m}$$

$$M_B = - \frac{q_g (l_g'^3 + q_d l_d'^3)}{8.5(l_g' + l_d')}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = \frac{4.291(4.2^3 + 2.96^3)}{8.5(4.2 + 2.96)} \\ \text{ELS} = \frac{3.112(4.2^3 + 2.96^3)}{8.5(4.2 + 2.96)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -7.052 \text{KN.m} \\ \text{ELS} = -5.114 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Appui C:**Calcul de largeurs fictives :**

$$L'_{BC} = 0.8L_{BC} = 2.96\text{m}$$

$$L'_{CD} = 0.8L_{CD} = 2.24\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = \frac{4.291(2.96^3 + 2.24^3)}{8.5(2.96 + 2.24)} \\ ELS = \frac{3.112(2.96^3 + 2.24^3)}{8.5(2.96 + 2.24)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = -3.609 \text{KN.m} \\ ELS = -2.617 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Appui D:**Calcul de largeurs fictives :**

$$L'_{CD} = 0.8L_{CD} = 2.24\text{m}$$

$$L'_{DE} = 0.8L_{DE} = 2.96\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = \frac{4.291(2.24^3 + 2.96^3)}{8.5(2.24 + 2.96)} \\ ELS = \frac{3.112(2.24^3 + 2.96^3)}{8.5(2.24 + 2.96)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = -3.609 \text{KN.m} \\ ELS = -2.617 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Appui E :**Calcul de largeurs fictives :**

$$L'_{DE} = 0.5 L_{DE} = 2.96\text{m}$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 4.2\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = \frac{4.291(2.96^3 + 4.2^3)}{8.5(2.96 + 4.2)} \\ ELS = \frac{3.112(2.96^3 + 4.2^3)}{8.5(2.96 + 4.2)} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \text{ELU} = -7.052 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -5.114 \text{ KN.m} \end{cases}$$

*Les moments en travées :

Travée AB :

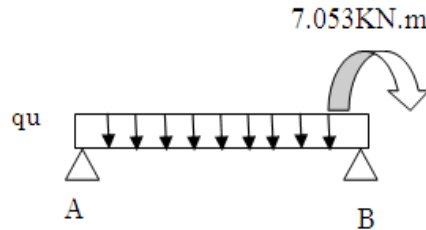
$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * L}$$

$$x = \frac{4.2}{2} - \frac{0 - (-7.052)}{5.987 * 4.2} = 1.819 \text{ m}$$

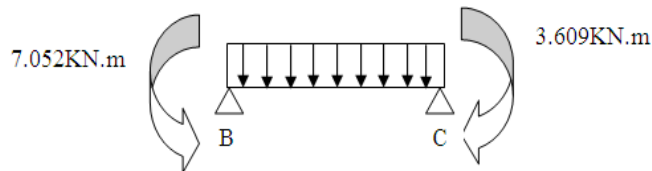
$$M_{iAB} = q * \frac{x}{2} * (L - x) + M_c \left(1 - \frac{x}{L} + M_d * \frac{x}{L}\right)$$

$$\begin{cases} \text{ELU} = 5.987 * \frac{1.819}{2} * (4.2 - 1.819) + (-7.052) * \left(\frac{1.819}{4.2}\right) = 9.911 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{ELS} = 4.368 * \frac{1.819}{2} * (4.2 - 1.819) + (-5.114) * \left(\frac{1.819}{4.2}\right) = 7.244 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Travée BC :

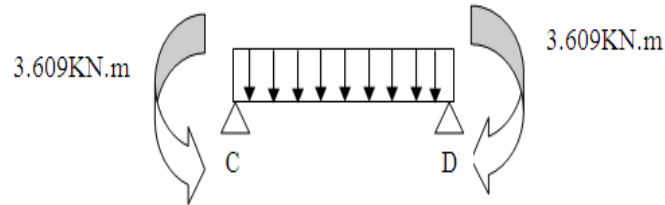


$$X = \frac{3.7}{2} - \frac{(-7.052) - (-3.609)}{5.987 * 3.7} = 2.005 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU} = 5.987 * \frac{2.005}{2} * (3.7 - 2.005) + (-7.052) * \left(1 - \frac{2.005}{3.7}\right) + (-3.609) * \frac{2.005}{3.7} \\ = 4.987 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{ELS} = 4.368 * \frac{2.005}{2} * (3.7 - 2.005) + (-5.114) * \left(\frac{2.005}{3.7}\right) + (-2.617) * \frac{2.005}{3.7} \\ = 3.661 \text{ KN.m} \end{cases}$$

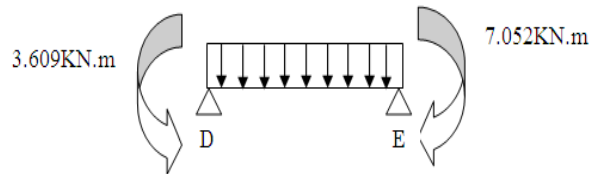
Travée CD :



$$X = \frac{2.8}{2} - \frac{(-3.609) - (-3.609)}{5.987 * 2.8} = 1.4m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 5.987 * \frac{1.4}{2} * (2.8 - 1.4) + (-3.609) \left(1 - \frac{1.4}{2.8}\right) + (-3.609) * \frac{1.4}{2.8} = 2.258 \text{ kN.m} \\ \text{ELS} = 4.368 * \frac{1.4}{2} * (2.8 - 1.4) + (-2.617) \left(\frac{1.4}{2.8}\right) + (-2.617) * \frac{1.4}{2.8} = 1.664 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

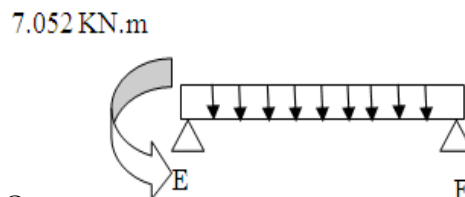
Travée DE :



$$x = \frac{3.7}{2} - \frac{(-3.609) - (-7.052)}{5.987 * 3.7} = 1.694m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 5.987 * \frac{1.694}{2} * (3.7 - 1.694) + (-3.609) \left(1 - \frac{1.694}{3.7}\right) + (-7.052) * \frac{1.694}{3.7} \\ \qquad \qquad \qquad = 4.987 \text{ kN.m} \\ \text{ELS} = 4.368 * \frac{1.694}{2} * (3.7 - 1.694) + (-2.617) \left(\frac{1.694}{3.7}\right) + (-5.114) * \frac{1.694}{3.7} \\ \qquad \qquad \qquad = 3.661 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Travée EF :



$$x = \frac{4.2}{2} - \frac{(-7.052)}{5.987 * 4.2} = 2.38m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 5.987 * \frac{2.38}{2} * (4.2 - 2.38) + (-7.052) \left(1 - \frac{2.38}{4.2}\right) = 9.911 \text{KN.m} \\ \text{ELS} = 4.368 * \frac{2.38}{2} * (4.2 - 2.38) + (-5.114) \left(\frac{2.38}{4.2}\right) = 7.244 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Efforts tranchants :

$$V_i = \pm q * \frac{L}{2} + \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

$$V_A = 10.894 \text{KN}$$

travée AB : $V_B = -14.252 \text{KN}$

travée BC : $\left\{ \begin{array}{l} V_B = 12.006 \text{KN} \\ V_C = -10.145 \text{KN} \end{array} \right.$

travée CD : $\left\{ \begin{array}{l} V_C = 8.382 \text{KN} \\ V_D = -8.382 \text{KN} \end{array} \right.$

travée DE : $\left\{ \begin{array}{l} V_D = 10.145 \text{KN} \\ V_E = -12.006 \text{KN} \end{array} \right.$

travée EF : $\left\{ \begin{array}{l} V_E = 14.252 \text{KN} \\ V_F = -10.894 \text{KN} \end{array} \right.$

➤ **Type2 :**

*Plancher terrasse

$$q'_u = 4.291 \text{KN/ml}$$

$$q'_s = 3.112 \text{KN/ml}$$

1-Calcul des moments

Moments aux appuis

*Appuis de rive :

$$M_A = M_D = 0$$

Les moments fictifs $M_A = M_D = 0 = -0.2M_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : M_A = M_D = -1.468 \text{KN.ml} \\ \text{ELS} : M_A = M_D = -1.065 \text{KN.ml} \end{array} \right.$$

* Appuis intermédiaires :

Appui B :

Calcul de largeurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.7\text{m}$$

$$L'_{BC} = 0.8L_{BC} = 2.24\text{m}$$

$M_B =$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = \frac{-4.291(3.7^3 + 2.24^3)}{8.5(3.7 + 2.24)} \\ ELS = \frac{-3.112(3.7^3 + 2.24^3)}{8.5(3.7 + 2.24)} \end{array} \right.$$

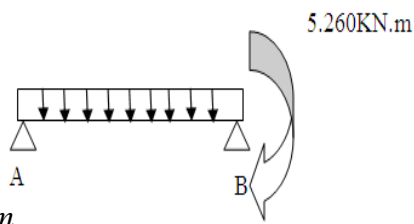
$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = -5.26\text{KN.m} \\ ELS = -3.815\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Appui C:

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = -5.26\text{KN.m} \\ ELS = -3.815\text{KN.m} \end{array} \right.$$

2-Les moments en travées :

Travée AB :

$$X = \frac{3.7}{2} - \frac{(-5.26)}{5.987 * 3.7} = 1.612\text{m}$$


$M_{tAB} =$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 5.987 * \frac{1.612}{2} * (3.7 - 1.612) + (-5.26) * \left(\frac{1.612}{3.7}\right) = 7.784\text{KN.m} \\ ELS = 4.368 * \frac{1.612}{2} * (3.7 - 1.612) + (-3.815) * \left(\frac{1.612}{3.7}\right) = 5.689\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$X = \frac{2.8}{2} - \frac{(-5.26) - (-5.26)}{5.987 * 2.8} = 1.4m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 5.987 * \frac{1.4}{2} * (2.8 - 1.4) + (-5.26) \left(1 - \frac{1.4}{2.8}\right) + (-5.26) * \frac{1.4}{2.8} = 0.607 \text{ kN.m} \\ \text{ELS} = 4.368 * \frac{1.4}{2} * (2.8 - 1.4) + (-3.815) \left(1 - \frac{1.4}{2.8}\right) + (-3.815) * \frac{1.4}{2.8} = 0.466 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Travée CD :

$$X = \frac{3.7}{2} - \frac{(-5.26)}{5.987 * 3.7} = 2.087m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 5.987 * \frac{2.087}{2} * (3.7 - 2.087) + (-5.26) \left(1 - \frac{2.087}{3.7}\right) = 7.784 \text{ kN.m} \\ \text{ELS} = 4.368 * \frac{2.087}{2} * (3.7 - 2.087) + (-3.815) \left(\frac{2.087}{3.7}\right) = 5.689 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Efforts tranchants :

$$V_i = \pm q * \frac{L}{2} + \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

$$\text{travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} V_A = 9.654 \text{ kN} \\ V_B = -12.497 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} V_B = 8.382 \text{ kN} \\ V_C = -8.382 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{travée CD : } \left\{ \begin{array}{l} V_C = 12.497 \text{ kN} \\ V_D = -9.654 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Tableau III.2 : sollicitation max dans les différents types de partielle pour plancher terrasse

	T _{max}	Type	Méthode	ELU		ELS	
				M _t	M _a	M _t	M _a
	14.252	1	Caquot minorée	9.911	-7.052	7.244	-5.114
	12.497	2	Caquot minorée	7.784	-5.260	5.689	-3.815
Max	14.252	-	-	9.911	-7.052	7.244	-5.114

III.2.2 Ferrailage de la poutrelle :

1) Détermination des armatures :

a.1) Au niveau des travées :

1-ELU: $M_t^u = 9.911KN.m$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

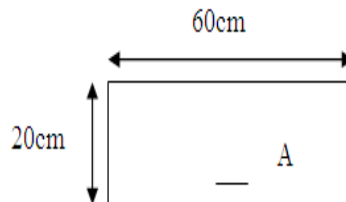
$$M_0 = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.17 * 60 * 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54412.8N.m = 54.412KN.m$$

$M_t^u = 9.911KN.m < M_T = 54.412KN.m \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc : la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b×h) cm².

*Vérification de l'existence des armatures comprimées :



$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9911}{14.17 * 60 * (18)^2} = 0.036$$

$\mu = 0,036 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'$ n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

***Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9911}{348 \cdot 0.982 \cdot 18} = 1.61 \text{ cm}^2$$

***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1.61 \text{ cm}^2$$

***Choix des armatures:**

$$3\text{T}10 \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

2-ELS : $M_t^s = 7.244 \text{ kN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s)

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

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 2.36 \cdot (18 - 4) = -15.6 < 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la nervure \Rightarrow la section de calcul sera une section Te

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 10) \cdot 4 + 15 \cdot 2.36}{10} = 23.54 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 10) \cdot 4^2 + 30 \cdot 2.36 \cdot 18}{10} = 207.44 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -23.54 + \sqrt{23.54^2 + 207.44} = 4.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \cdot 4.06^3 - (60 - 10)(4.06 - 4)^3}{3} + 15 \cdot 2.36 \cdot (18 - 4.06)^2$$

$$I = 8217.52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{7244}{8217.52} = 0.88$$

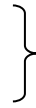
$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.88 \cdot 4.06 = 3.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$* \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

*Fissuration peu nuisible



⇒ Les armatures calculées en ELU sont maintenues

(Aucune vérification pour σ_s)

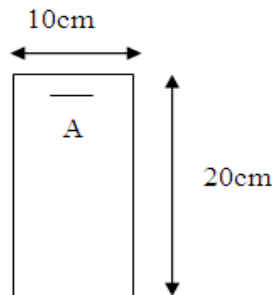
a.2) Au niveau des appuis:

***Appuis intermédiaires**

1-ELU : $M_a^u = 7.052KN.m$

Comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans le calcul et, par conséquent, la section en T doit être considérée comme une section rectangulaire (b*h) de largeur 10cm et hauteur 20cm.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :



$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7052}{14.17 * 10 * (18)^2} = 0.154$$

$$\mu = 0.154 < \mu_A = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.210$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.916$$

***Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7052}{348 * 0.916 * 18} = 1.23cm^2$$

***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.23cm^2$$

***Choix des armatures:**

$$2T10 \longrightarrow A = 1.57\text{cm}^2$$

2-ELS : $M_a^s = 452.88\text{daN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s)

*Flexion simple

*Section rectangulaire sans A'

*Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{*Flexion simple} \\ \text{*Section rectangulaire sans } A' \\ \text{*Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{7.052}{5.114} = 1.38$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.21$$

Conclusion :

* $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

*Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{*}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \\ \text{*Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

III.3 Calcul des armatures transversales

***Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 18 = 16.20\text{cm}$$

$$T_u = 14.252\text{KN} \leq 0.267 \cdot 16.2 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 10^2 = 108.135\text{KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

a-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifie que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) \quad A_l = 2.36\text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(14252 - \frac{7052}{0.9 \cdot 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.40\text{cm}^2$$

Condition vérifié

b-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{14252}{10 \times 18 \times 100} = 0.79 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

- $\tau_u = 0.79 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

C-Section et écartement des armatures transversales A_t :

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1\right) = 0.57 \text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 0.57 \text{cm}^2$

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij} \cdot K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{i28})} = \frac{0.57 \cdot 0.8 \cdot 235}{10 \cdot (0.79 - 0.3 \cdot 2.1)} = 66.97 \text{cm}$$

$$s_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = \min(0.9 \cdot 18 \text{cm}; 40 \text{cm}) = 16.2 \text{cm}$$

$$s_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \cdot 235}{0.4 \cdot 10} = 33.48 \text{cm}$$

$$\delta_t \leq \min(s_{t1}; s_{t2}; s_{t3}) = 16.2 \text{cm}$$

On adopte $s_t = 15 \text{cm}$

III.4 Vérification de la flèche :

***Calcul de flèche : (Principe)**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times If_{gv}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times If_{ji}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times If_{pi}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times If_{gi}}$$

Avec :

- Δf_i : La flèche totale.
- f_{gv} : La flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons (g), sous charge de longue durée d'application ;
- f_{ji} : La flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (j), sous charge de faible durée d'application ;
- f_{pi} : La flèche maximale due aux charges totales ($P = g + Q$), sous charge de faible durée d'application ;
- f_{gi} : La flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons (g), sous charge de faible durée d'application ;
- M : Le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré ;
- l : La portée du panneau le plus défavorable;
- E_i : Le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées ;
- E_v : Le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées ($E_v = \frac{1}{3} E_i$) ;
- $If_i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$: Le moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;
- $If_v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$: Le moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée ;
- I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène (avec : $n = 15$) ; par rapport à un axe passant par le C.D.G et

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (\mu \geq 0)$$

$$\sigma_s : \text{Pour ELS ; } \sigma_s = \frac{M^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \times d} \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1$$

***Flèche admissible :**

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \quad \text{Si } l \leq 5.00m$$

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} + 0.5cm \quad \text{Si } l \geq 5.00m$$

*suivant les règles **BAEL.91**, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

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

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$* \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

***Vérification de la flèche pour plancher courant :**

$$- \frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.062 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

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

***Calcul de flèche :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$g = 2.8 * 0.6 = 1.68KN.m$: La charge permanente après mise en place des cloisons.

$j = g = 2.8 * 0.6 = 1.68KN.m$ (Plancher courant)

$P = (6.28 + 1) * 0.6 = 4.368KN.m$: La charge totale

***Calcul des moments fléchissant :**

$$M_j = 0.75 \frac{q_j \cdot l^2}{8} = \frac{0.75 * 3.768 * (4.2)^2}{8} = 6.231KN.m$$

$$M_g = 0.75 \frac{q_g \cdot l^2}{8} = \frac{0.75 * 1.68 * (4.2)^2}{8} = 2.778KN.m$$

$$M_p = 0.75 \frac{q_{ep}^r \cdot l_e'^2}{8} = \frac{0.75 \cdot 4.368 \cdot (4.2)^2}{8} = 7.223 \text{KN.m}$$

* Modules de déformations longitudinales:

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$E_{t28} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.20 \text{MPa}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$$

* Calcul du moment d'inertie (I₀):

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = ((S1 \cdot y1) + (S2 \cdot y2) + (n \cdot A \cdot c)) / (S1 + S2 + n \cdot A)$$

$$V_1 = \frac{4 \cdot 60 \cdot 2 + 16 \cdot 10 \cdot 12 + 15 \cdot 2.36 \cdot 18}{4 \cdot 60 + 20 \cdot 10 + 15 \cdot 2.36} = 6.38 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.38 = 13.62 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 6.38^3}{3} - \frac{(60 - 10)(6.38 - 4)^3}{3} + \frac{10 \cdot 13.63^3}{3} + 15 \cdot 2.36(18 - 6.38)^2$$

$$I_0 = 18170.96 \text{cm}^4$$

* Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d} \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 \quad \rho_1 = 1.311$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.846$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2778}{2.36 \cdot 0.846 \cdot 18} = 77.30 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6231}{2.36 \cdot 0.846 \cdot 18} = 173.38 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7223}{2.36 \cdot 0.846 \cdot 18} = 200.98 \text{MPa}$$

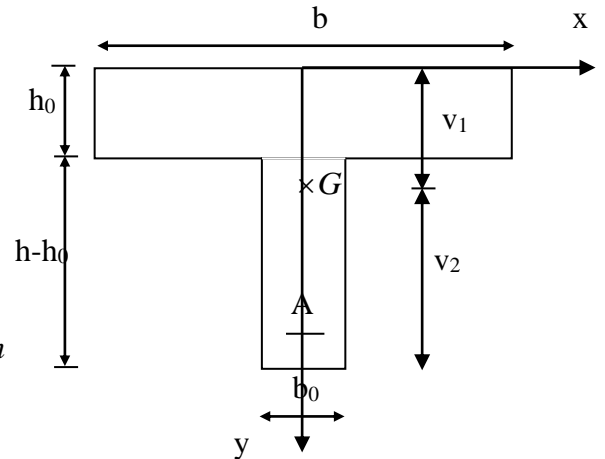


Figure III.7 : Section de calcul du moment d'inertie.

*Calcul du $\mu_j ; \mu_g ; \mu_p$:

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2.36}{10 \cdot 18} = 1.311$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0131 \cdot 77.30 + 2.1} = 0.94$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0131 \cdot 173.38 + 2.1} = 0.67$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0131 \cdot 200.98 + 2.1} = 0.71$$

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

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{10}{60}\right) \cdot 0.0131} = 3.21$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{10}{60}\right) \cdot 0.0131} = 1.28$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \cdot 18170.96}{1 + 1.28 \cdot 0.94} = 9072.28 \text{cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \cdot 18170.96}{1 + 3.21 \cdot 0.94} = 4975.37 \text{cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \cdot 18170.96}{1 + 3.21 \cdot 0.67} = 6344.40 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \cdot 18170.96}{1 + 3.21 \cdot 0.71} = 6095.59 \text{cm}^4$$

*Calcul des flèches partielles :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{2778 \cdot 420^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 9072.28} = 0.50 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_i \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fji}} = \frac{2778 \cdot 420^2}{10 \cdot 32164.2 \cdot 4975.37} = 0.31 \text{cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_i \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fji}} = \frac{6231 \cdot 420^2}{10 \cdot 32164.2 \cdot 6344.40} = 0.54 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{7223.3 \cdot 420^2}{10 \cdot 32164.2 \cdot 6095.59} = 0.65 \text{ cm}$$

*La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0.50 - 0.54) + (0.65 - 0.31) = 0.3 \text{ cm}$$

*La flèche admissible :

$$l = 420 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage

Le ferrailage des poutrelles est identique dans tous les étages.

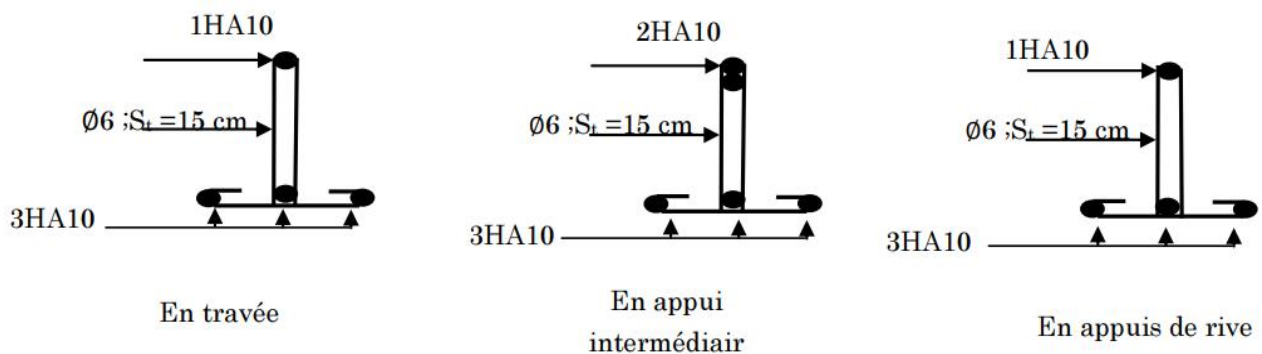


Figure III.8: Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.5 Plancher à dalle pleine :

les dalles pleines sont généralement des plaques rectangulaires (grands portée L_y , petite portée L_x , épaisseur h_d). Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

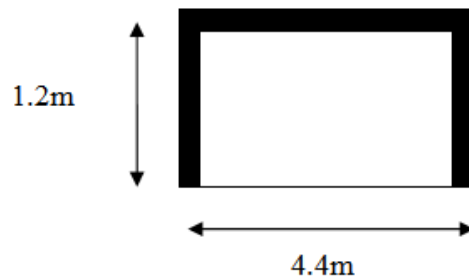
On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

* $\rho < 0.4$: les dalles portent dans un seul sens.

* $0.4 \leq \rho \leq 1$ les dalles portent selon deux sens.

III.5.1 Dalle sur trois appuis :



$$L_x = 1.2\text{m}$$

$$L_y = 4.4\text{m}$$

$$\rho = 0.30 < 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant L_x comme console.

$$L_x < L_y/2$$

1-Calcul des sollicitations :**a-ELU**

On a : $G = 5.05 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.05 + 1.5 \times 2.5 = 10.57 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 5.05 + 2.5 = 7.55 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

***Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 l_x^3 q_u}{3}$$

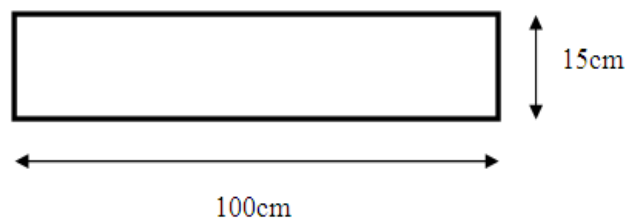
$$M_u = 21.31 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$V_u = 7.34 \text{ KN}$$

2-Ferraillage :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.



$$b = 100\text{cm} \quad h = 15\text{cm}$$

$$d = 13\text{cm} \quad \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa}$$

	M_t (KN.m)	M	A	B	A_{cal}	A_{opt}
En travée	18.12	0.076	0.099	0.960	4.17	4T12 (4.52cm ²)
En appui	6.39	0.027	0.034	0.986	1.43	4T8 (2.01cm ²)

***Armatures secondaires :**

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

On opte pour 4T8=2.01cm²

***Espacement :**

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

$$St < 33\text{cm}$$

On prend : St=20cm

***Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} < A_s$$

$$\text{En appui } 1.57 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

$$\text{En travée } 1.57 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

3-Vérification à l'ELU

***L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{7.34 * 1000}{10 * 100 * 13} = 0.56 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$0.56 < 1.16 \quad \text{c.v} \quad (\text{pas de risque de rupture})$$

-Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = 15.22 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 * 4.52}{100} = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 * A * d}{b} = \frac{30 * 4.52 * 13}{100} = 17.628 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2$$

$$I=7545.75\text{cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{15.22 * 1000}{7545.75} * 3.57 = 7.20\text{Mpa}$$

$$7.20 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte d'acier

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right]$$

$$= 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * K * (d - y_1)$$

$$= 15 * 0.202 * (13 - 3.57)$$

$$\sigma_s = 28.53\text{Mpa} < 201.63\text{Mpa}$$

***Conclusion**

$$\begin{cases} \sigma_b < \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} \end{cases}$$

Les armatures calculée a ELU seront maintenues.

***Vérification de la flèche :**

$$* \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$* A_s \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \Rightarrow 4.52 \leq \frac{4.2 * 100 * 13}{400} = 13.65 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$* \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 * M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{12.94}{10 * 15.22} = 0.085 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Puisque les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche.

***Schéma de ferrailage :**

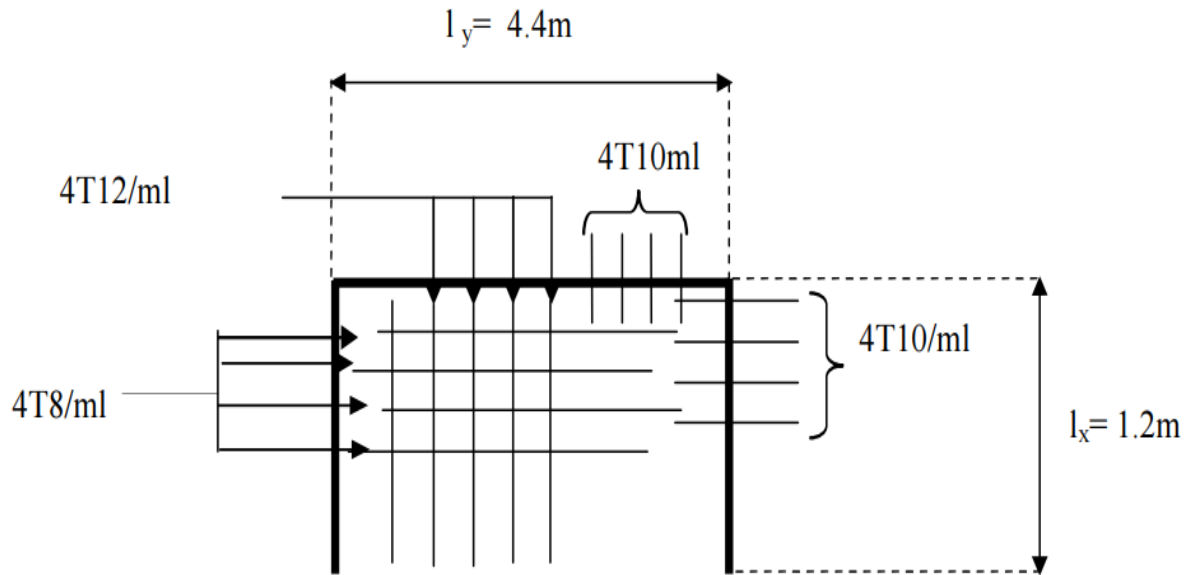
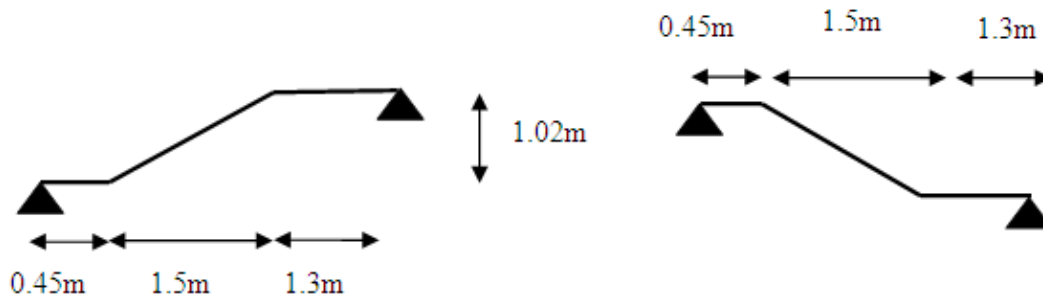


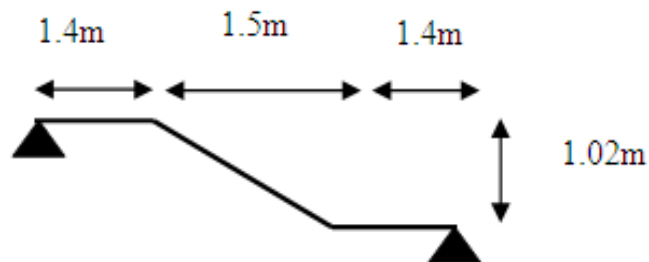
Figure III.9 : Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

III.6 L'escaliers :

Type1:



Type2:



Etude d'escalier Type 01 :

***ELU :**

$$q_{u \text{ vol}} = 1.35G + 1.5Q * 1 = 14.29 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q * 1 = 9.78 \text{ KN/ml}$$

***ELS:**

$$q_{s \text{ vol}} = Q + G * 1 = 10.31 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = Q + G * 1 = 6.97 \text{ KN/ml}$$

***Détermination des sollicitations :**

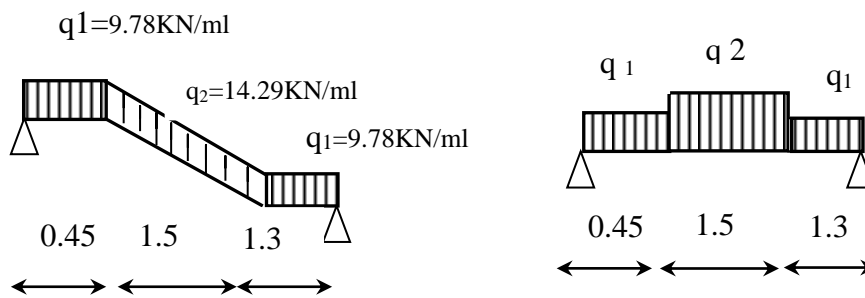


Figure III.10: Schéma statique de 1^{er} type d'escalier à paillasse avec deux paliers de repos

***Calcul du moment maximal :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.29 * 1.5) + (9.78 * 1.3) + (9.78 * 0.45) = 38.55 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow$$

$$3.25R_B = 9.78 * 0.45 * 0.225 + 14.29 * 1.5 * (0.75 + 0.45) + 9.78 * 1.3 * (0.45 + 1.5 + 0.65) = 0$$

$$R_B = 18.39 \text{ KN}$$

$$\sum F/B = 0 \Rightarrow$$

$$3.25R_A = 9.78 * 1.3 * 0.65 + 14.29 * 1.5 * (0.75 + 1.3) + 9.78 * 0.45 * (0.225 + 1.5 + 1.3) = 0$$

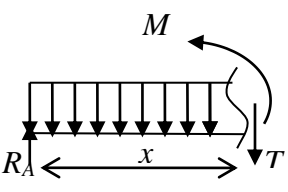
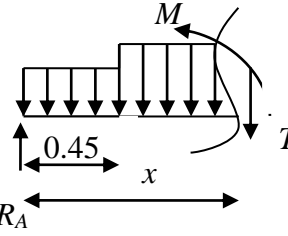
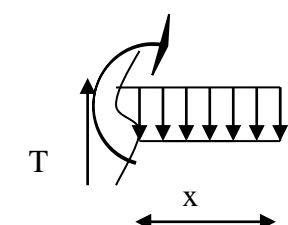
$$R_A = 20.16 \text{ KN}$$

***Vérification**

$$R_A + R_B = 38.55 \text{ C.V}$$

$$R_B = 18.39 \text{ KN et } R_A = 20.16 \text{ KN}$$

Tableau III.3: Tableau de détermination des sollicitations

Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
<p>$0 \leq x \leq 0.45m$</p> 	$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 9.78x - 20.16 = 0$ $\Rightarrow T(x) = -9.78x + 20.16$ $x = 0 \Rightarrow T(0) = 20.16KN$ $x = 0.45 \Rightarrow T(0.45) = 15.76KN$	$\sum M /_0 = 0$ $\Rightarrow M(x) + 9.78 \frac{x^2}{2} - 20.16x = 0$ $\Rightarrow M(x) = -4.89x^2 + 20.16x$ $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0KN.m$ $x = 0.45 \Rightarrow M(0.45) = 8.08KN.m$
<p>$0.45 \leq x \leq 1.95m$</p> 	$\sum F_v = 0$ $\Rightarrow T(x) = 20.16 - 9.78(0.45) - 14.29(x - 0.45)$ $x = 0.45 \Rightarrow T(0.45) = 15.76KN$ $x = 1.95 \Rightarrow T(1.95) = -5.68KN$	$\sum M /_0 = 0$ $\Rightarrow M(x) = 20.16(x) - 9.78 * 0.45 * (x - 0.225) - 14.29 \left(\frac{x - 0.45}{2} \right)^2$ $x = 0.45 \Rightarrow M(0.45) = 0.08KN.m$ $x = 1.95 \Rightarrow M(1.95) = 15.64KN.m$
<p>$0 \leq x \leq 1.3m$</p> 	$\sum F_v = 0$ $\Rightarrow T(x) = 9.78x - 18.39$ $x = 0 \Rightarrow T(0) = -18.39KN$ $x = 1.3 \Rightarrow T(1.3) = -5.68KN$	$\sum M /_0 = 0$ $\Rightarrow M(x) = -4.89x^2 + 18.39x$ $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0KN.m$ $x = 1.3 \Rightarrow M(1.3) = 15.64KN.m$

***Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M(x)_{max} \Rightarrow T(x) = 0$$

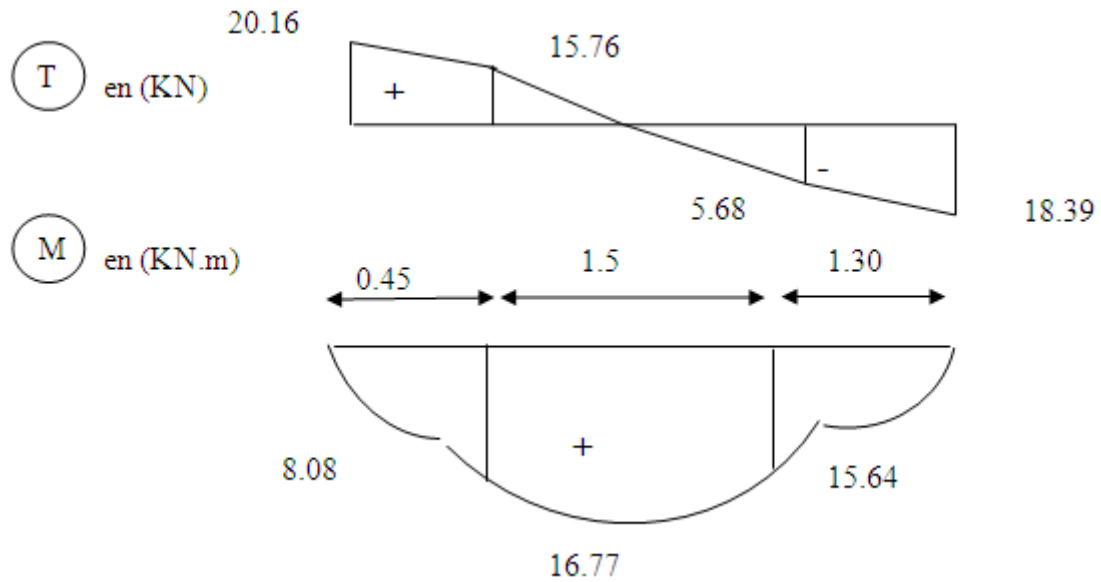
$$R_A - q_{palier}^u * 0.45 - q_{vol}^u (x - 0.45) = 0$$

$$x = \frac{20.16 + 14.29 * 0.45 - 9.78 * 45}{14.29}$$

$$x = 1.55m$$

$$M(1.55) = 16.77KN.m$$

***Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant(ELU)**



-Moment aux appuis :

$$M_u = -0.3 M_{\max} = -5.031 \text{ KN.m}$$

-Moment au travée :

$$M_u = 0.85 M_{\max} = 14.254 \text{ KN.m}$$

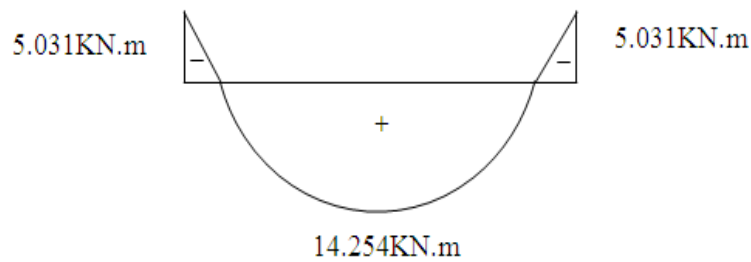
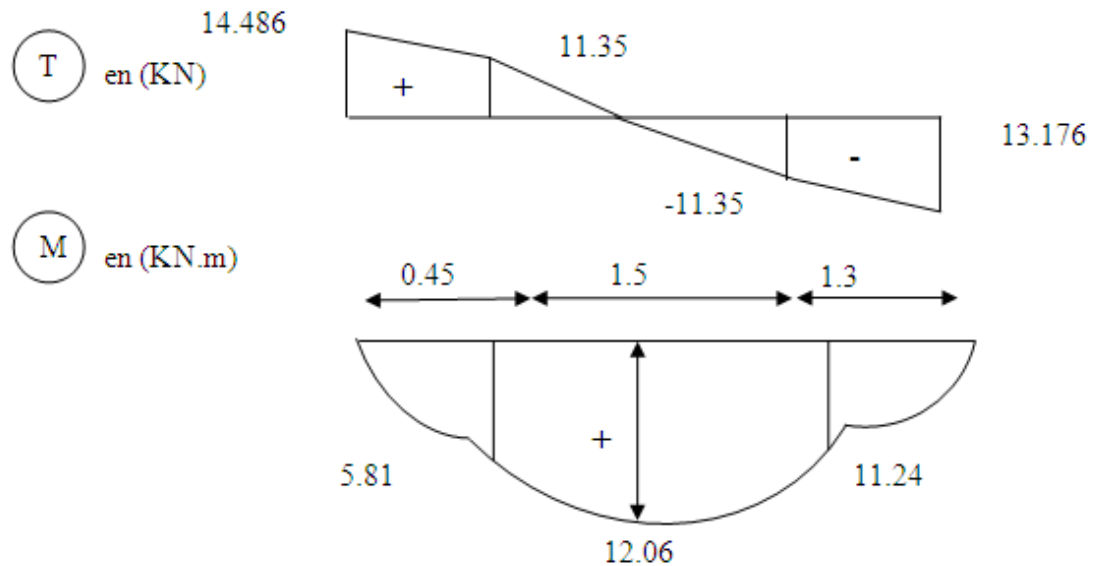


Tableau III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations

	M_{\max} (KN.m)	M^a (KN.m)= $-0.3 M_{\max}$	M^t (KN.m)= $0.85 M_{\max}$	T_{\max} (KN)
ELU	16.77	-5.031	14.254	20.16
ELS	12.06	-3.618	10.25	-

***Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant(ELS)**



***Calcul du ferrailage :**

1)En appuis :

- E.L.U :

$$M_a^u = -5.031 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5031}{14.17 \cdot 100 \cdot (10)^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \epsilon_s = 10 > 1000 \epsilon_t \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

***Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5031}{348 \cdot 0.982 \cdot 10} = 1.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

***Choix des armatures:**

$$4\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 \quad (e = 25 \text{ cm}).$$

***Armatures de répartition :**

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) En travée :

- **E.L.U :**

$$M_t^u = 14.254 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14254}{14.17 \cdot 100 \cdot (10)^2} = 0.100$$

$$\mu = 0.100 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.132$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

***Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14254}{348 \cdot 0.947 \cdot 10} = 4.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 4.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

***Choix des armatures:**

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e = 25 \text{ cm}).$$

***Armatures de répartition :**

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 3\text{T}8 \Rightarrow 1.51 \text{ cm}^2$$

***Vérification des contraintes de cisaillement:**

$$T_u^{\max} = 20.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{20160}{100 \cdot 10 \cdot 100} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$$

- $\tau_u = 0.2 MPa < \bar{\tau}_u = 1.25 MPa$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **E.L.S :**

$$M_t^s = 10.25 KN.m$$

*Flexion simple

*section rectangulaire sans A'

*Acier FeE400

} $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.254}{10.251} = 1.39$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.132 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

***Ferrailage :**

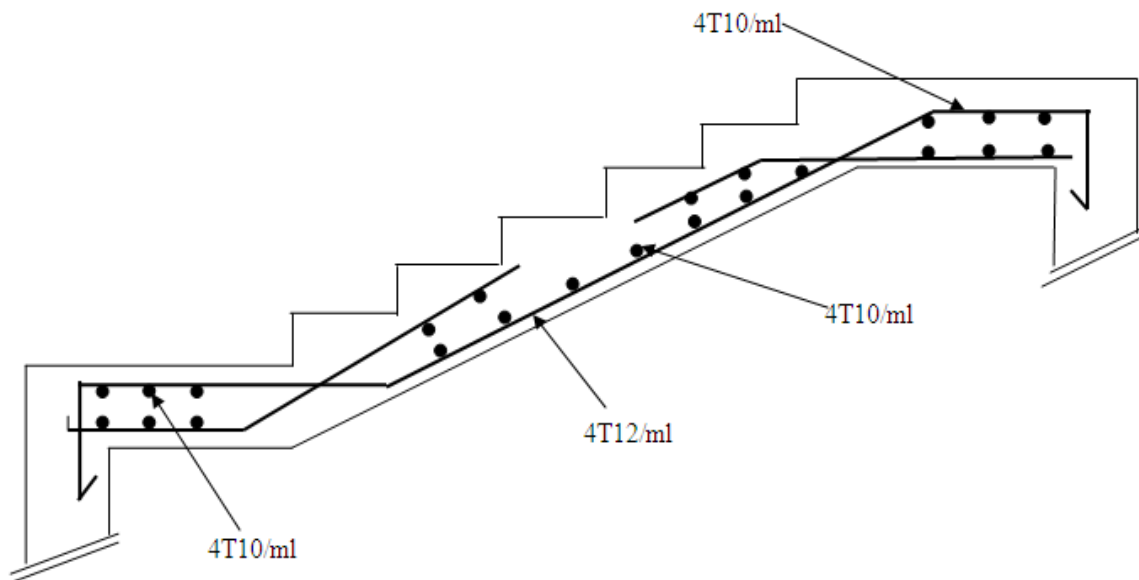


Figure III.11 : Ferrailage d'escalier

Etude d'escalier Type 02(escalier à marche porteuses) :

Calcul de la hauteur moyenne de la marche :

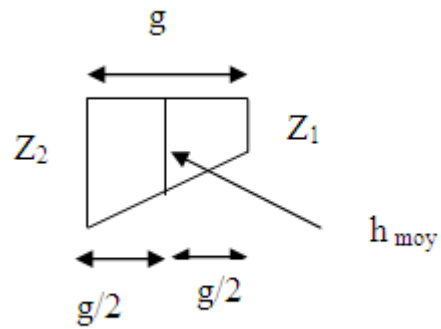
$$h_{moy} = \frac{Z_1 + Z_2}{2}$$

$$tg\alpha = \frac{17}{30} = 0.56$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

$$Z_1 = \frac{6}{\cos 29.54} = 6.90cm$$

$$h_{moy} = \frac{2*6.9+17}{2} = 15.4cm$$



***Descente des charges :**

Matériaux	G (KN/m ²)
1-Revêtement horizontale	0.36
2- Revêtement verticale	0.20
3- Poids des marches $\frac{h}{2} \times 22$	1.155
4- Enduit en ciment	0.107

$$G=1.826KN/m$$

$$Q=2.5*0.3=0.75 KN/m$$

***Combinaison fondamentales :**

ELU :

$$1.35G+1.5Q=3.5901 KN.m$$

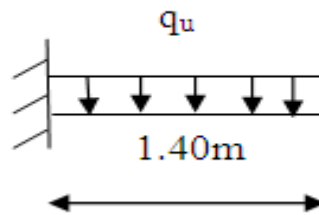
ELS :

$$G+Q=2.576 KN.m$$

Calcul du ferrailage :

A- marche porteuse :

$$q_u = 3.5901 KN.m$$



$$M_u = -q_u \frac{L^2}{2} = -3.5901 * \frac{1.4^2}{2}$$

$$M_u = -3.5183 \text{KN.m}$$

***Vérification de l'existence :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3518.3}{14.17 * 30 * (13.4)^2}$$

$$\mu = 0.046$$

$$\mu = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.059$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.976$$

***Détermination des armatures:**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3518.3}{348 * 0.976 * 13.4} = 0.77 \text{cm}^2/\text{ml}$$

***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 13.4 * \frac{2.1}{400} = 0.48 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 0.77 \text{cm}^2/\text{ml}$$

***Choix des armatures:**

$$2\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 1.57 \text{cm}^2$$

- E.L.S :

$$q_s = -2.576 \text{KN.m}$$

$$M_s = -q_s \frac{L^2}{2} = -2.576 * \frac{1.4^2}{2}$$

$$M_s = -2.5245 \text{KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{*Flexion simple} \\ \text{*Section rectangulaire sans } A' \\ \text{*Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.5183}{2.5245} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.059 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

***Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'E.L.U sont maintenues (Aucune vérification pour } \sigma_s)$$

***Calcul des armatures transversales :**

a-vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_{\max}^u = q_u * L = 3.5901 * 1.4 = 5.026KN$$

$$T_u \leq 0.267a * b_0 * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 13.4 = 12.06cm$$

$$\text{Avec : } T_u = 5026N \leq 0.267 * 12.06 * 30 * 25 * 10^2 = 241501.5N$$

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

b-vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales intérieures :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 * d} \right)$$

$$A_l = 1.57 \geq \frac{1.15}{400} \left(5026 - \frac{3518.3}{0.9 * 13.4} \right) = 0.14$$

$$A_l = 1.57 \geq 0.14 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c-vérification les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = 3.33Mpa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{5026}{30 * 13.4 * 100} = 0.12Mpa$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

d-section et écartement des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right)$$

Avec :

h: hauteur total de la poutre.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de la poutre.

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{154}{35}; \frac{300}{10}; 10\right) = 4.4 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

***Choix des armatures:**

$$2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

e- espacement des armatures transversal :

$$\frac{A_t}{b_0 * s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k}{0.8 * F_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

*flexion simple $k=1$

*les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$s_{t1} \leq \frac{A_t * 0.8 * F_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{0.57 * 0.8 * 400}{30 * (0.12 - 0.3 * 2.1)} = -11.47 \text{ cm} \quad (\text{Valeur rejetée})$$

$$s_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_{t2} \leq \min(0.9 * 13.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$s_{t2} \leq 12.06 \text{ cm}$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t * F_e}{b_0 * 0.4 * \sin \alpha} = \frac{0.57 * 400}{30 * 0.4 * 1} = 19 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(s_{t1}; s_{t2}; s_{t3}) = 12.06 \text{ cm}$$

On adopte $s_t = 10 \text{ cm}$

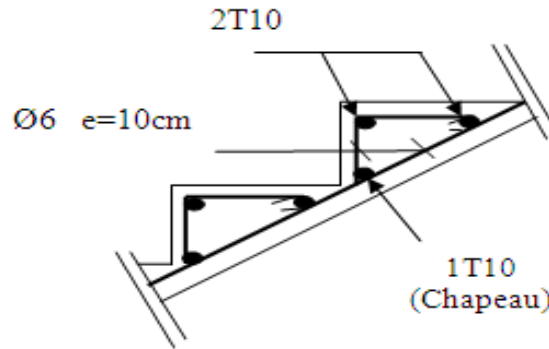


Figure III.12 : dessin de ferrailage

***Calcul de la poutre palière :**

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicités par les charges (réaction) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches.

-Pré dimensionnement de la poutre brisée :

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

Avec :

L : La portée de la poutre (L=4.3m)

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

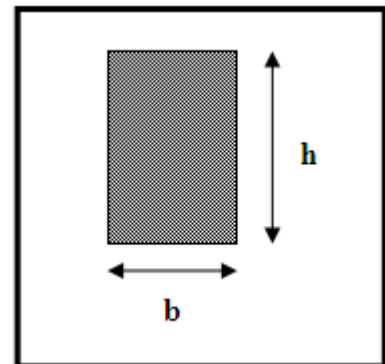


Figure III.13 : Section de la poutre brisée

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.67cm < h < 43cm$$

On prend h=40cm

$$\begin{cases} 0.4h < b < 0.8h \\ 16cm < b < 32cm \end{cases}$$

On prend b=30cm

***Conditions imposées par le R.P.A 99**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b=30cm > 20cm \\ h=40cm > 30cm \\ h/b=1.33 < 4 \end{cases} \text{ vérifiées}$$

Donc : la section de la poutre brisée est (30*40) cm²

***Evaluation des charges :**

$$q_{eq} = \frac{q_2 * L_2 + 2 * q_1 * L_1}{L_2 + 2 * L_1} + (g_p + g_{mur})$$

G_p et g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement.

q_1 : charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée.

q_2 : charge uniformément répartie due aux réactions du marche porteuse.

q_{eq} : charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = 0.3 * 0.4 * 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la charge due au poids du mur : $g_{mur} = G_{mur} * \frac{h_e}{2}$

$$G_{mur} = 2.97 \text{ KN/m}^2$$

$$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow g_{mur} = 2.97 * \frac{2.66}{2} = 3.950 \text{ KN / ml}$$

***Combinaisons fondamentales :**

ELU :

$$q_{1u} = R_B^u = 24.4095 \text{ KN / ml}$$

$$g_p = 1.35 * 3 = 4.05 \text{ KN / ml}$$

$$g_{mur} = 1.35 * 3.950 = 5.332 \text{ KN / ml}$$

$$q_{2u} = \frac{n * q_u * l}{L} = \frac{5 * 3.5901 * 1.4}{1.5} = 16.754 \text{ KN / ml}$$

$$q_{eq}^u = \frac{16.754 * 1.5 + 2 * 24.4095 * 1.4}{1.5 + (2 * 1.4)} + (4.05 + 5.332) = 31.121 \text{ KN / ml}$$

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u * l^2}{8} = 71.928 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t^u = 0.85 * M_0^u = 61.1388 \text{ KN.m}$$

-En appui :

$$M_a^u = -0.3 * M_0^u = -21.57 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$q_{1s} = R_B^s = 17.4905 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{2s} = \frac{n \cdot q_s \cdot l}{L} = \frac{5 \cdot 2.576 \cdot 1.4}{1.5} = 12.021 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{eq}^s = \frac{12.021 \cdot 1.5 + 2 \cdot 17.4905 \cdot 1.4}{1.5 + (2 \cdot 1.4)} + (3 + 3.952) = 22.532 \text{KN} / \text{ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^s \cdot l^2}{8} = 52.077 \text{KN.m}$$

- En travée :

$$M_t^s = 0.85 \cdot M_0^s = 44.26545 \text{KN.m}$$

-En appui :

$$M_a^u = -0.3 \cdot M_0^s = -15.6231 \text{KN.m}$$

Calcul du ferrailage :*-En appui :****E.L.U :**

$$M_a^u = -21.57 \text{KN.m}$$

***Vérification de l'existence :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21578.4}{14.17 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.050$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.980$$

***Détermination des armatures:**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21578.4}{348 \cdot 0.980 \cdot 36} = 1.76 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1.76 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

***Choix des armatures:**

$$3\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 3.39 \text{cm}^2$$

E.L.S :

$$M_s = 15.6231 \text{KN.m}$$

*Flexion simple

*Section rectangulaire sans A'

*Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} *Flexion simple \\ *Section rectangulaire sans A' \\ *Acier FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21.5784}{15.6231} = 1.38$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'E.L.U sont maintenues (Aucune vérification pour } \sigma_s)$$

-En travée :

E.L.U :

$$M_t^u = 61.1388 \text{KN.m}$$

***Vérification de l'existence :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{61138.8}{14.17 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \epsilon_s = 10 > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.147$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.941$$

***Détermination des armatures:**

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{61138.8}{348 \cdot 0.941 \cdot 36} = 5.19 \text{cm}^2/\text{ml}$$

***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 5.19 \text{cm}^2/\text{ml}$$

***Choix des armatures:**

$$5T12/ml \longrightarrow A = 5.65\text{cm}^2$$

E.L.S :

$$M_s = 44.26545\text{KN.m}$$

*Flexion simple

*Section rectangulaire sans A'

*Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{61.1388}{44.26545} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.111 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

} \Rightarrow Les armatures calculées en l'E.L.U sont maintenues
(Aucune vérification pour σ_s)

***Calcul des armatures transversales :**

a-vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_{\max}^u = (q_u * L) / 2 = (31.121 * 4.3) / 2 = 66.910\text{KN}$$

$$T_u \leq 0.267a * b_0 * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 36 = 32.4\text{cm}$$

$$\text{Avec : } T_u = 66910\text{N} \leq 0.267 * 32.4 * 30 * 25 * 10^2 = 648810\text{N}$$

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

b-vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

inférieures :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 * d} \right)$$

$$A_l = 5.65 \geq \frac{1.15}{400 * 10^2} \left(66910 - \frac{61138.8}{0.9 * 36} \right) = 1.92$$

$$A_l = 5.65 \geq 1.92 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c-vérification les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = 3.33Mpa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{66910}{30 * 36 * 100} = 0.62Mpa$$

$$\tau_u = 0.62Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

d-section et écartement des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right)$$

Avec :

h: hauteur total de la poutre.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de la poutre.

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 8\right) = 8mm$$

On prend $\phi_t=8mm$ avec une nuance d'acier FeE235

***Choix des armatures:**

$$2\phi_8 \longrightarrow A_t = 1.01cm^2$$

e- espacement des armatures transversal :

$$\frac{A_t}{b_0 * s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k}{0.8 * F_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

*flexion simple $k=1$

*les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1Mpa$$

Donc :

$$s_{t1} \leq \frac{A_t * 0.8 * F_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{1.01 * 0.8 * 400}{30 * (0.62 - 0.3 * 2.1)} = -10.77cm \text{ (Valeur rejetée)}$$

$$s_{t2} \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow s_{t2} \leq \min(0.9 * 36cm; 40cm)$$

$$s_{t2} \leq 32.4cm$$

$$s_{i3} \leq \frac{A_t * F_e}{b_0 * 0.4 * \sin \alpha} = \frac{1.01 * 400}{30 * 0.4 * 1} = 33.67 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(s_{i1}; s_{i2}; s_{i3}) = 32.4 \text{ cm}$$

On adopte $s_t=20\text{cm}$

***Vérification de la flèche :**

$$* \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.97 \succ 0.085 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$* \frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.005 \prec 0.0105 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$* \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10 * M_0} \Rightarrow 0.93 \succ 0.25 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

=>le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

***Ferrailage :**

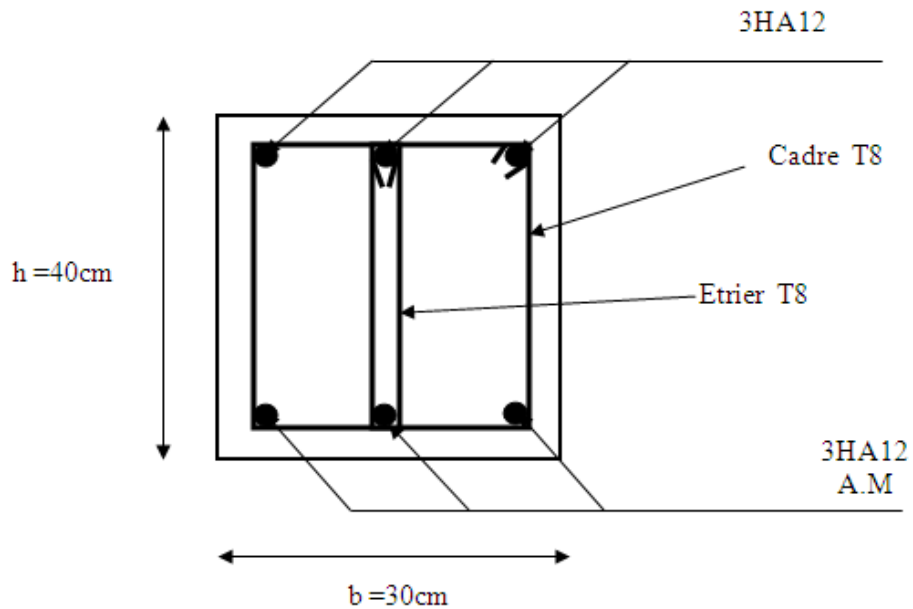


Figure III.14 : Ferrailage de la poutre brisée en appui.

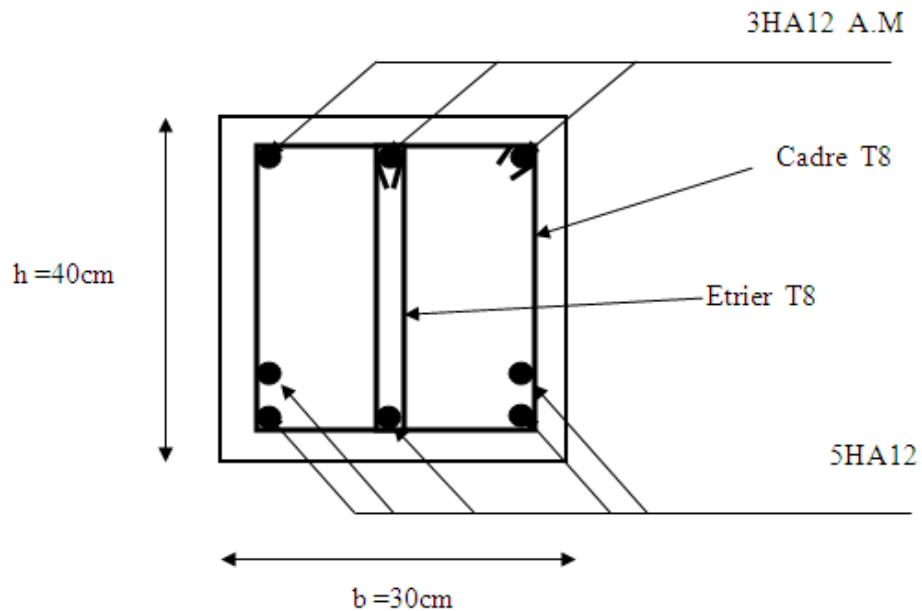


Figure III.15 : Ferrailage de la poutre brisée en travée.

III.7 L'acrotère :

*Hypothèse de calcul :

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.
- 2-) La fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

*Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre : $G = 2.11\text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1\text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur des forces horizontales $\Rightarrow C_p = 0.8$

$W_p = 2.11\text{ KN}$.

$F_p = 1.01\text{ KN/ml}$

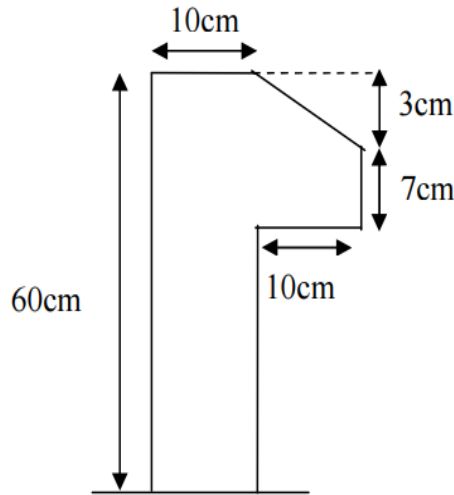


Figure III.16 : Dimension de l'acrotère.

***Calcul de centre de gravité de la section :**

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{\left[(60 * 10) * 5 + (10 * 7) * 15 + (10 * 3) * \left(\frac{1}{2}\right) * 13.33 \right]}{(60 * 10) + (10 * 7) + (10 * 3) * \left(\frac{1}{2}\right)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{\left[(60 * 10) * 30 + (10 * 7) * 53.5 + (10 * 3) * \left(\frac{1}{2}\right) * 58 \right]}{(60 * 10) + (10 * 7) + (10 * 3) * \left(\frac{1}{2}\right)} = 33.01 \text{ cm}$$

***Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité à la flexion composée par les efforts suivants

Un effort normale dû à son poids propre $G = 2.11 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $Q = 1 \text{ KN}$

Un effort dû à l'action sismique $F_p = 1.01 \text{ KN/m}$

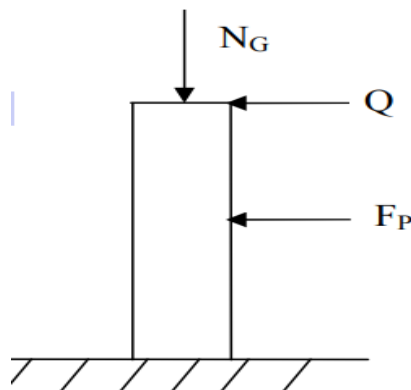


Figure.III.17 : Schéma statique de l'acrotère

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q * h = 1 * 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p * Y = 1.01 * 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$$

***Combinaison d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.11	2.84	2.11
M (KN .m)	0.936	0.9	0.6

***Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.84} = 0.32 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.32m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

$$e = 0.32 + 0.02 = 0.34 \text{ m}$$

e_2 : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\phi)$$

Avec l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \cdot 0.6 = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10cm$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{12}{0.1} = 1.2 \leq \max\left(15, \frac{20 \cdot 0.32}{0.2}\right) = 64$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1.2^2}{0.1 \cdot 10^4} (2 + 0) = 0.009m$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.32 + 0.02 + 0.009 = 0.35m$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.84 m$

$$M_u = N_u \cdot e = 2.84 \cdot 0.35 = 0.994KN.m$$

ELU :

$$N_u = 2.84KN$$

$$M_u = 0.994KN.m$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.84} = 0.35m$$

$$e_G = 0.35m > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05cm \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1.08KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1.08 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.08^2 \cdot 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{ub} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ub}}\right) = 0.015$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.079m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1.08 \cdot 10^{-3}}{0.079 \cdot 348} = 0.39cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 - \frac{2.84 \cdot 10^{-3}}{348} = 0.39cm^2$$

$$\text{Soit : } 4T8=2.01cm^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \cdot 100 \cdot 0.08 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.97cm^2$$

$$A=2.01cm^2 > A_{\min}=0.97cm^2$$

***Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2$$

$$\text{Soit : } 4T6=1.12cm^2$$

***L'espace :**

-Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3cm$$

$$\text{Soit } S_t=30cm$$

-Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20cm$$

$$\text{Soit } S_t=20cm$$

***Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3MPa) \leq 2.5MPa$$

$$V_u = 1.5 \cdot W_p \Rightarrow V_u = 1.35 \cdot 2.11 = 2.85KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.85 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.08} = 0.036MPa$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

* Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{\mu_1} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{N_{ser}} (d - y) \leq \overline{\sigma_s}$$

* Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_G}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.11} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow (S.P.c)$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

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

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

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$p = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow p = -3 * 0.23^2 + 90 * \frac{2.01 * 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.1614 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 * 0.23^3 - 90 * \frac{2.01 * 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01 \text{ m}$$

$$\mu_1 = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d) - 15 A (d - y)$$

$$\mu_1 = \frac{1 * 0.01^2}{2} + 15 * 2.01 * 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \cdot 10^{-3} \cdot 0.01}{-1.61 \cdot 10^{-4}} = -0.037 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150 \cdot \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{2.11 \cdot 10^{-3}}{-1.61 \cdot 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

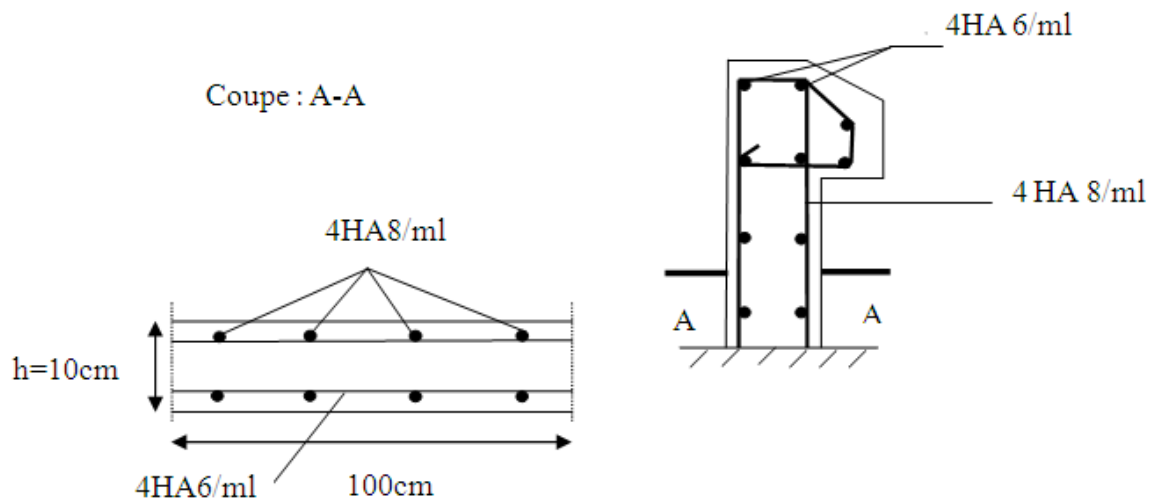


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Etude sismique

IV.1 Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Pour notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS 2017**.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99** modifié en **2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1 Méthode Statique Equivalente :

a) principe de la méthode :(RPA99version 2003/4.2.1)

Selon cette méthode, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives(V) appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et ayant des effets équivalent à ceux de l'action sismique.

Le règlement en vigueur permet sous certaines conditions de faire le calcul par cette méthode qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base dont on doit le calculé dans les deux directions et par la formule suite :

$$v = \frac{A * D * Q}{R} W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone
- D : facteur d'amplification dynamique moyen
- Q : facteur de qualité
- R : coefficient de comportement
- W : le poids total de la structure

b) conditions d'applications:(RPA99version 2003/4.1.2) :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

***Régularité en plan:(RPA99version 2003/3.5.1.a) :**

1- le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis –à-vis de deux directions Orthogonales.

2- à chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%**de dimension de bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

La somme de 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.

3-le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4.

4-les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis- à-vis de celle de contreventement vertical pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester à 15% de celle de ce dernier

***Régularité en élévation :(RPA99version 2003/3.5.1.b) :**

1- le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2- Les raideurs et les masses de différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la Base au sommet du bâtiment.

3- La vibration de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% la plus grande dimension latérales du bâtiment n'excède pas 1.5fois de sa plus petit dimension.

c)vérification des conditions d'application :

Notre structure ne présente pas une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales cela signifie que le bâtiment est classée irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par logiciel « ETABS 2017 »)

IV.2.2 Méthode Dynamique :**a) 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.

b) modélisation :

Notre structure sera représentée par un model tridimensionnel encastré à la base.

c) présentation de logiciel :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde. De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.3 Etapes De Modélisations :

- *Choix de l'unité du travail (KN.m).
- *définition des matériaux.
- *définition de la géométrie de base.
- *définition des sections.
- *définition de l'élément dalle.
- *définition des charges à appliquer.
- * introduction du spectre de réponse appliqué.
- * Détermination des combinaisons de charges :
1.35G+1.5Q
G+Q
0.8G+Ex
0.8G+Ey
G+Q+Ex
G+Q+Ey
- *Vérification des erreurs.
- *Lancement de l'analyse.
- *Interprétation des résultats.

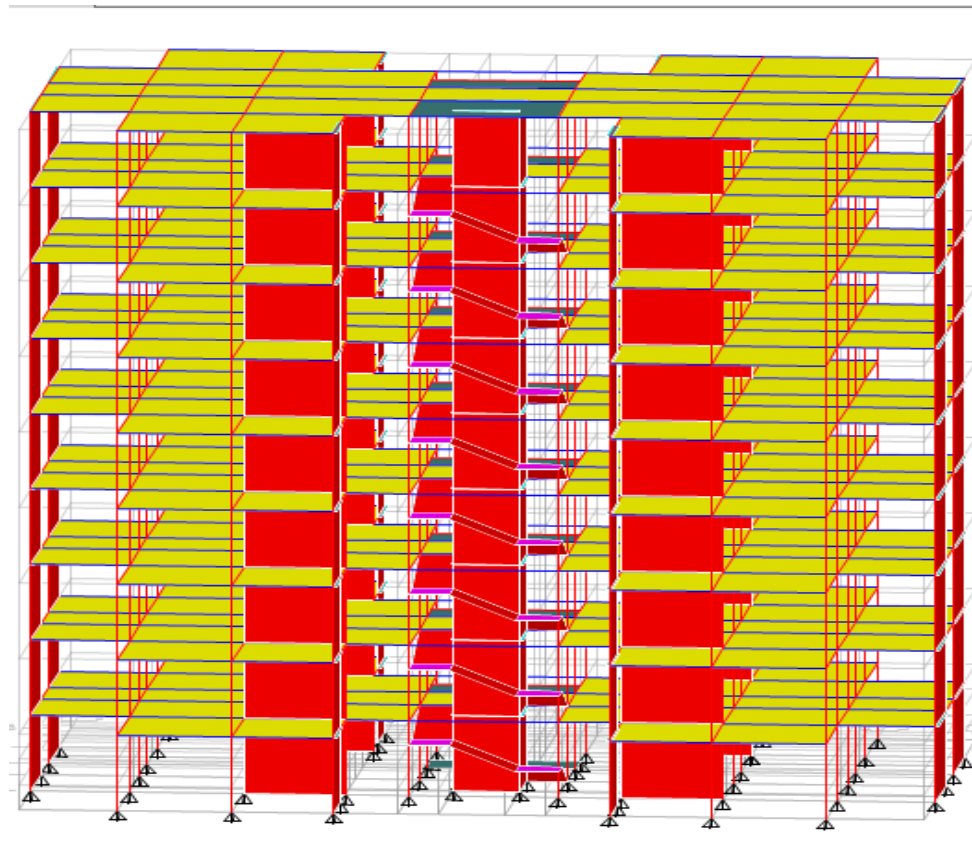


Figure IV.1 : modélisation de la structure

IV.4 Détermination du spectre de réponse :

Pour notre cas :

- L'ouvrage est appartient au groupe d'usage « 2 » (bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Mostaganem (zone IIa)

Donc : l'accélération du zone A=0.15

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=3.5 (voile porteur).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$T_1=0.15$ s et $T_2=0.5$ s (site ferme S3)

IV.5 Interprétation des résultats :

IV.5.1 Vérification de le résultante des forces sismiques (RPA99 /version 2003/4.3.6) :

La résultante des forces à la base v_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

a) **Calcul de la force sismique (v) par la méthode statique équivalente :**

$$v = \frac{A * D * Q}{R} W$$

- Avec :
- A : coefficient d'accélération de zone
 - D : facteur d'amplification dynamique moyen
 - Q : facteur de qualité
 - R : coefficient de comportement
 - W : le poids total de la structure

***Calcul des facteurs d'simplification dynamique :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site.

Correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} \cdot (3.0/T)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.881 \geq 0.7 \dots$$

Q : facteur de qualité : il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le **(R.P.A 99 T.A.B 4.4)**, on ressortir que :

Critère [q]	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.00	0.00
2. Redondance en plan	0.00	0.00
3. Régularité en plan	0.00	0.00
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	0.10	0.10

$$Q_x = 1 + \sum_1^b P_a \Rightarrow 1 + 0.20 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^b P_a \Rightarrow 1 + 0.20 = 1.20$$

*Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 27.54$ m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$d_x = 29$ m

$d_y = 19.1$ m

AN: $T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.60 \text{ s}$. Dans les deux directions

***Condition sur la période fondamentale**

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

$T_x = \min (0.46 ; 0.60) \rightarrow T_x = 0.46 \text{ s}$

$T_y = \min (0.57 ; 0.60) \rightarrow T_y = 0.57 \text{ s}$

$D_x = 2.2 \text{ s} ; D_y = 2.02 \text{ s}$

***Calcul du poids total de la structure w :**

W est égal à la somme des poids w_i , calculés à chaque étage :

D'après le logiciel ETAPS:

$W=38260.7225 \text{ KN}$

$v_x = \frac{A * D_x * Q}{R} W = \frac{0.15 * 2.2 * 1.2}{3.5} * 38260.7225 = 4328.93 \text{ KN}$

$v_y = \frac{A * D_y * Q}{R} W = \frac{0.15 * 2.02 * 1.2}{3.5} * 38260.7225 = 3974.74 \text{ KN}$

***Vérification des forces sismique : [RPA99version 2003/4.3.6]**

Après l'interprétation des résultats du logiciel ETABS, la résultante des forces sismiques à la base est égale :

Tableau IV.1: Vérification des forces sismique

Sens	V_{dy}	V_{st}	$0.8V_{st}$	Condition
X-X	4072.214	4328.93	3463.144	V
Y-Y	3896.1865	3974.74	3179.792	V

***Vérification de la période :**

T_x [s]	T_y [s]	1.3 T_x [s]	1.3 T_y [s]	T (x) dy [s]	T (y) dy [s]	Condition du RPA
0.46	0.57	0.60	0.74	0.538	0.561	Vérifier

Tableau IV.2 : présentation des résultats de l'analyse spectrale

Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.561	0.0001	0.7003	0	0.0001	0.7003	0
2	0.538	0.7227	0.0001	0	0.7228	0.7004	0
3	0.452	0.0067	0	0	0.7295	0.7004	0
4	0.146	0.1581	0	0	0.8876	0.7004	0
5	0.136	0	0.1755	0	0.8876	0.8759	0
6	0.11	0.0005	0	0	0.8881	0.8759	0
7	0.069	0.0597	0	0	0.9478	0.8759	0
8	0.06	0	0.0645	0	0.9478	0.9404	0
9	0.042	0.0311	0	0	0.9789	0.9405	0
10	0.036	0.0002	0.0324	0	0.9791	0.9729	0
11	0.026	0.0186	0.0013	0	0.9977	0.9742	0
12	0.022	0.006	0.0238	0	0.9983	0.998	0

VI.6 Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA99 version 2003/4.4.3) le déplacement horizontal de chaque niveaux K de la structure est calculé comme suite : $\delta_k = R \times \delta_{e_k}$

Avec : δ_k : déplacement horizontale aux au niveau k

δ_{e_k} : déplacement horizontale dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport à (k-1) égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

***Déplacement relatif toléré :(RPA99 version 2003/5.10)**

$$\Delta_{Adm} = 1\% h_e$$

Avec h_e : hauteur d'étage

Tableau IV.3 : vérification des déplacements.

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} =$ $R^* \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} =$ $R^* \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} -$ δ_{k-1x} (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} -$ δ_{k-1y} (mm)	0.01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0.01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0.01h$
étage8	3060	14.05	15.20	49.17	53.2	5.04	6.41	30.6	verifiée	Verifiée
étage7	3060	12.61	13.07	44.13	45.75	5.56	6.79	30.6	verifiée	Verifiée
étage6	3060	11.02	11.43	38.57	40.00	6.09	7.02	30.6	verifiée	Verifiée
étage5	3060	9.28	9.41	32.48	32.92	6.48	7.24	30.6	verifiée	Verifiée
étage4	3060	7.43	7.34	26.00	25.69	6.61	7.11	30.6	verifiée	Verifiée
étage3	3060	5.54	5.31	19.39	18.58	6.48	6.65	30.6	verifiée	Verifiée
étage2	3060	3.69	3.41	12.91	11.33	5.81	5.70	30.6	verifiée	Verifiée
étage1	3060	2.03	1.78	7.10	6.23	4.51	4.20	30.6	verifiée	Verifiée
RDC	3060	0.74	0.58	2.59	2.03	2.59	2.03	30.6	verifiée	Verifiée

***Vérification de l'effet $P - \Delta$**

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 .$$

*Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.

*Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Tableau IV.4: Vérification de l'effet p-Δ sens XX

Sens XX		V_{Kx}	$P_K(KN)$	Δ_{Kx}	θ_{Kx}	
Niveaux	h (mm)	(KN)		(mm)		
Etage8	3060	876.2464	4451.7273	5.04	0.008	C.V
Etage7	3060	1630.5445	8672.1456	5.56	0.009	C.V
Etage6	3060	2249.4225	12892.5639	6.09	0.011	C.V
Etage5	3060	2778.5312	17112.9822	6.48	0.013	C.V
Etage4	3060	3211.8866	21333.4005	6.62	0.014	C.V
Etage3	3060	3551.7352	25553.8188	6.48	0.015	C.V
Etage2	3060	3802.5959	29774.2371	5.81	0.015	C.V
Etage1	3060	3976.375	33994.6554	4.51	0.012	C.V
RDC	3060	4072.0223	38215.0737	2.59	0.007	C.V

Tableau IV.5: Vérification de l'effet p-Δ sens YY

Sens YY		V_{Ky}	$P_K(KN)$	Δ_{Ky}	θ_{ky}	
Niveaux	h (mm)	(KN)		(mm)		
Etage8	3060	899.307	4451.7273	6.41	0.010	C.V
Etage7	3060	1627.0728	8672.1456	6.79	0.012	C.V
Etage6	3060	2205.9592	12892.5639	7.02	0.013	C.V
Etage5	3060	2694.1022	17112.9822	7.24	0.015	C.V
Etage4	3060	3087.5152	21333.4005	7.11	0.016	C.V
Etage3	3060	3399.8485	25553.8188	6.65	0.016	C.V
Etage2	3060	36336919	29774.2371	5.7	0.015	C.V
Etage1	3060	3802.1376	33994.6554	4.2	0.012	C.V
RDC	3060	3895.8004	38215.0737	2.03	0.0065	C.V

On remarque que la condition $\theta_k \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet p-Δ peut être négligé.

Conclusions :

On peut conclure que notre structure répond aux critères de stabilité et de sécurité recommandés par le règlement parasismique Algérien (**RPA99 VER 2003**)

VI.7 Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier :

$$|X_{cm} - X_{cr}| \leq 5\%L_x$$

Suivant Y-Y :

On doit vérifier :

$$|Y_{cm}-Y_{cr}| \leq 5\%L_y$$

Story	Diaphragm	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	X _{CM} -X _{CR}	Y _{CM} -Y _{CR}	5%L _X	5%L _Y	Condition
Story8	D1	14.2505	9.3028	14.2591	8.8476	0.0086	0.4552	1.45	0.955	C.V
Story7	D1	14.2416	9.2472	14.2611	8.8281	0.0195	0.4191	1.45	0.955	C.V
Story6	D1	14.251	9.2234	14.2616	8.8163	0.0116	0.4071	1.45	0.995	C.V
Story5	D1	14.251	9.2234	14.2633	8.8039	0.0123	0.4192	1.45	0.995	C.V
Story4	D1	14.251	9.2234	14.2634	8.7904	0.0124	0.4327	1.45	0.995	C.V
Story3	D1	14.251	9.2234	14.2631	8.7759	0.0221	0.4472	1.45	0.995	C.V
Story2	D1	14.251	9.2234	14.2621	8.7593	0.0111	0.4638	1.45	0.995	C.V
Story1	D1	14.251	9.2234	14.2609	8.735	0.0091	0.4881	1.45	0.995	C.V
RDC	D1	14.251	9.2234	14.2571	8.6741	0.0061	0.549	1.45	0.995	C.V

V.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

V.2 Définition :***Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations et sont sollicités à la compression.

***Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des plancher aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

V.3 Ferrailage des portiques :**V.3.1 Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

E : Efforts sismiques.

Les combinaisons prises en compte sont :

***BAEL 91 :** Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

***RPA99.V2003 :** Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \cdot G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **ETAPS**.

➤ Ferrailage réglementaire :

***Recommandations du RPA99/V2003 :**

1- Armatures longitudinales :

* Armatures minimales : $0.8\% \times B$ en zone II.a

* Armatures maximales $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone recouvrement} \end{array} \right.$

* Longueur de recouvrement est de $40 \cdot \phi$ en zone I (RPA99/V2003)

Avec :

B : Section de la poutre

2- Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 * S * b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

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 :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

*Règlement BAEL.91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues (BAEL91)}$$

V.3.2 : Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales : (30*45) cm
- Poutres secondaires (30*35) cm

V.4.1 Dispositions constructives des portiques (RPA 99 (Figure 7.5))

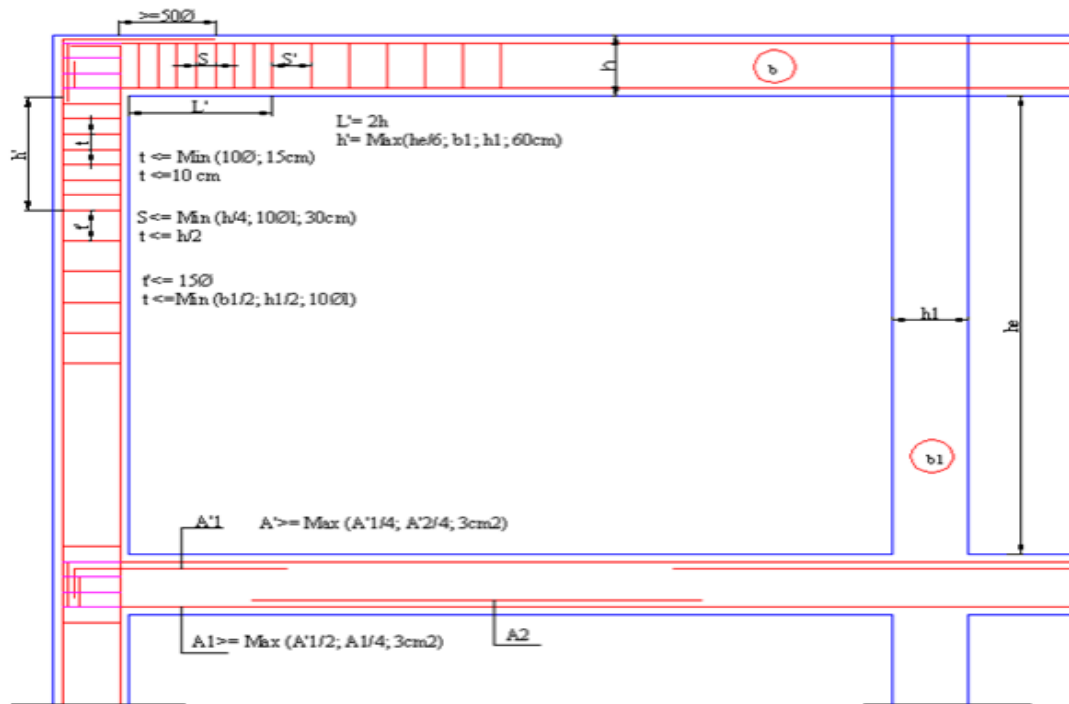


Figure V.1 : Disposition constructives des portiques

➤ Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ETAPS", on obtient les résultats suivants :

	ELU (Situation accidentelle)		ELS		Effort tranchant
Moments	M _t	M _a	M _t	M _a	T
PP	124.19	-137.93	33.85	-52.15	131.07
PS	105.84	-115.17	21.54	-24.44	86.73

1) Armatures longitudinales :

1) Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

Poutres principales : $A_{min}=0.005*30*45= 6.75cm^2$

Poutres secondaires : $A_{min}=0.005*30*35= 5.25cm^2$

2) Conditions imposées par le BEAL 91:

Poutres principales : $A_{min}=0.23*30*40.5*2.1/400= 1.47cm^2$

Poutres secondaires: $A_{min}=0.23*30*31.5*2.1/400= 1.14cm^2$

*Exemple de calcul Poutre principale de section $(30 \times 45)cm^2$

Section de calcul : $b = 30cm$; $h = 45cm$; $d = 0.9h = 40.5cm$

❖ En travée :

✓ Situation accidentelle :

$$M_t = 124.19 \text{ KN.m}$$

*Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{124.19 * 10^3}{18.48 * 30 * (40.5)^2} = 0.137$$

$$\mu = 0.137 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.185$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.926$$

*Détermination des armatures:

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{124.19 * 10^3}{400 * 0.926 * 40.5} = 8.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}, A_{min}) = 8.28 \text{ cm}^2$$

*Choix des armatures:

$$6T14 \longrightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2$$

✓ ELS :

$$M_t^s = 33.85 \text{ KN.m}$$

*Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{*Section rectangulaire sans } A' \\ \text{*Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{124.19}{33.85} = 3.67$$

$$\frac{3.67 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.58 > \alpha = 0.185 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \text{* } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{* Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues (Aucune vérification pour } \sigma_s)$$

❖ En appuis :

✓ Situation accidentelle :

$$M_a = 137.93 \text{ KN.m}$$

*Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{137.93 \cdot 10^3}{18.48 \cdot 30 \cdot (40.5)^2} = 0.152$$

$$\mu = 0.152 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.207$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.917$$

*Détermination des armatures:

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{137.93 \cdot 10^3}{348 \cdot 0.917 \cdot 40.5} = 9.28 \text{ cm}^2$$

*Choix des armatures:

$$3\text{T}16 + 3\text{T}14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

✓ ELS :

$$M_i^s = 52.15 \text{ KN.m}$$

*Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{*Section rectangulaire sans } A' \\ \text{*Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{137.93}{52.15} = 2.64$$

$$\frac{2.64 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.07 > \alpha = 0.207 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \text{*} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{*Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues (Aucune vérification pour } \sigma_s \text{)}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 131.07 \text{ KN}$$

***Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 * d = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_u = 131070 \text{ N} \leq 0.267 * 40.5 * 30 * 25 * 10^2 = 8110125 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

***Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_l = 9.24 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(131070 - \frac{124190}{0.9 * 40.5} \right) \cdot 10^{-2} = 3.86 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

***Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b * d} = \frac{131.07 * 10^3}{30 * 40.5 * 100} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

***Section et écartement des armatures transversales A_t :**

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

- L'espacement des armatures transversales :

Selon **(B.A.E.L.91)** :

$$\frac{A_t}{b_0 * \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} * K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e}{b_0 * (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 * 0.8 * 235}{30 * (1.08 - 0.3 * 2.1)} = 28 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b_0} = \frac{2.01 * 235}{0.4 * 30} = 39.36 \text{ cm}.$$

Selon (R.P.A.99 version 2003) :

Zone nodale :

$$\delta_{t3} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 * 1.4\right) = 11.25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\delta_t = 20 \text{ cm} \text{ en zone courante}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm} \text{ en zone nodale}$$

***Vérification des armatures transversales selon les conditions du R.P.A99 :**

- Zone nodal

$$A_{t \min} = 0.003 * \delta_{t3} * b = 0.003 * 10 * 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Zone courante

$$A_{t \min} = 0.003 * \delta_{t4} * b = 0.003 * 20 * 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

***Longueur de recouvrement:**

Selon (R.P.A.99 version 2003):

$$L_r = 40 \Phi_{L_{\max}} \text{ en zone I}$$

$$\Phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 * 1.6 = 64 \text{ cm on adopt } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 * 1.4 = 56 \text{ cm on adopt } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 * 1.2 = 48 \text{ cm on adopt } L_r = 50 \text{ cm}$$

Tableau V.1: tableau recapitulative de ferrailage.

Types de poutres		A_{min} (cm ²)		A_{cal} (cm ²)	Choix A (cm ²)	Recouvrement
		BAEL	RPA			
PP	Travée	1.47	6.75	8.28	6T14 → 9.24 cm ²	60
	Appuis			9.28	3T16+3T14 → 10.65 cm ²	65
PS	Travée	1.14	5.25	9.86	5T16 → 10.05 cm ²	65
	Appuis			10.88	6T16 → 12.06 cm ²	65

* Dessin de ferrailage des poutres :

1- Poutre principale

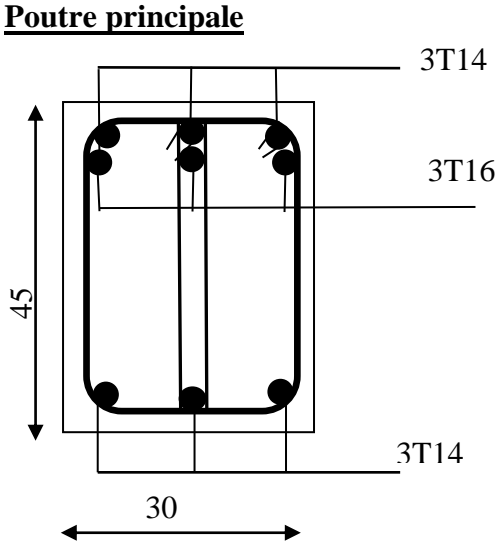


Figure V.2: Ferrailage en appui de la poutre

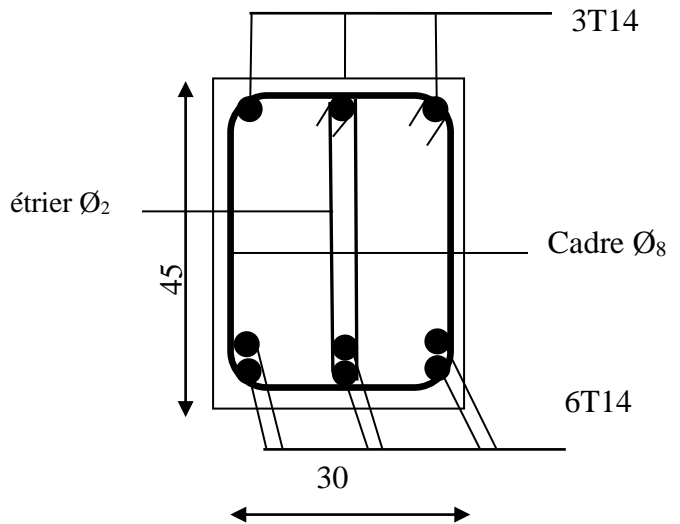


Figure V.3: Ferrailage en travée de la poutre

2- Poutre secondaire

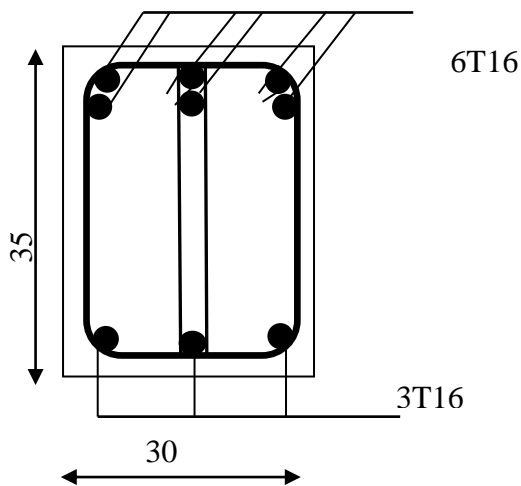


Figure V.4: Ferrailage en appui de la poutre

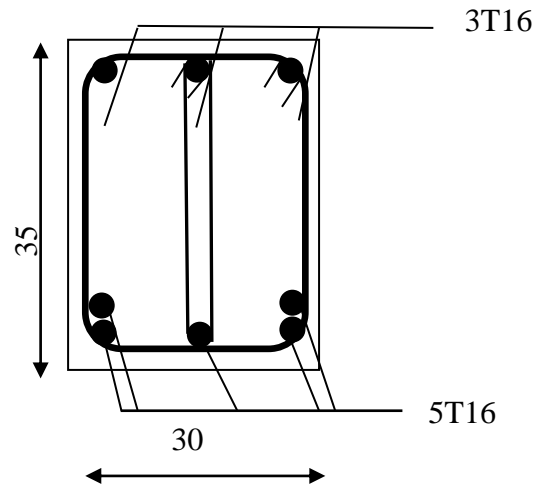


Figure V.5: Ferrailage en travée de la poutre

V.4 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du **ETAPS** :

$$*1.35G+1.5Q$$

$$*0.8G\pm E$$

$$* G+Q\pm E$$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a-Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

(zone critique).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales :

$$L' = 2 \cdot h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h ; 60\right)$$

Avec :

h: la hauteur de la poutre;

b et a : section d'un poteau;

h_e: la hauteur libre entre deux étages.

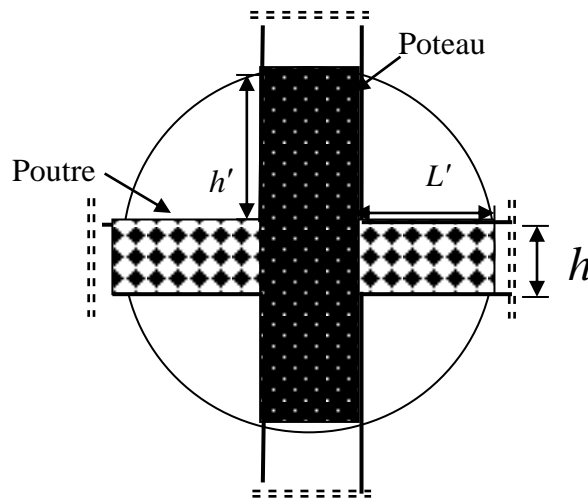


Figure V.6 : la zone nodale.

Conditions de BAEL 91 : [A.8.1.21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ 0.2 \% B \leq A_L \leq 5 \% B \end{array} \right\} \text{ Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec B : la section totale du poteau.

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{ pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit

Respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec b : étant la petite côté du rectangle.

Les armatures transversales :

Conditions de RPA99 version 2003 :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant

h_L : Hauteur totale de la section brute

f_e: Limite élastique des armatures transversales

- P_a: est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux

dans la direction considérée $P_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à 3.75 dans le cas contraire. Avec :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Est l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{zone IIa}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L \min} \dots\dots\dots \text{zone IIa}$$

$\phi_{L \min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.4%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ;$$

h et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Conditions de BAEL91 : [A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être : $\Phi_t \leq \frac{1}{3} \Phi_{t \max}$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\Phi_{t \min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b: la plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\Phi_{t \min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir un minimum de trois cours des armatures transversales.

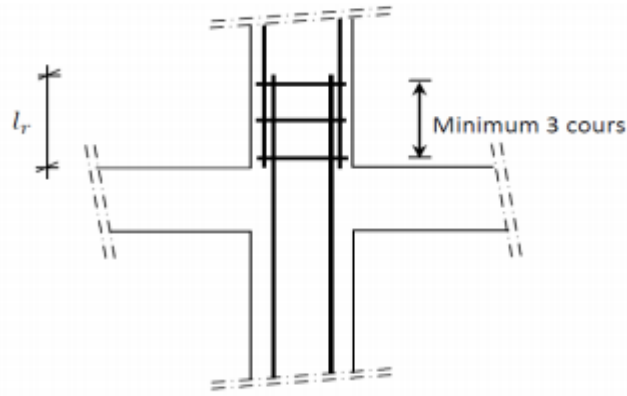


Figure V.7: les armatures transversals dans la zone de recouvrement

Tableau V.2 : Efforts internes M (KN.m), N (KN) et T (KN).

combinaison	Solicitation	Poteau				
		50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
ELU	N_{max}	1646.28	1307.63	955.28	630.56	317.27
	M_{corr}	30.40	9.52	15.32	13.52	8.27
0.8G±E	N_{min}	1317.12	923.8	429.07	151.94	52.22
	M_{corr}	1.62	7.93	11.49	1.71	13.89
G+Q±E	M_{max}	45.96	95.53	107.22	90.85	63.09
	N_{corr}	-1315	194.79	72.89	-18.53	-51.21
ELS	N_{max}	1093.84	950.18	695.16	459.03	231.31
	M_{corr}	0.36	6.96	11.10	5.75	5.98
Effort tranchant T		71.69	121.34	130.05	110.46	81.20

***Exemple de calcul.**

On calcul comme un exemple le ferrailage du poteau de dimensions 50x50cm du RDC, ayant les caractéristiques suivantes :

$S = 50 \times 50$; $C = C' = 5\text{cm}$; Acier Fe E400; $d=0.9h=45\text{ cm}$.

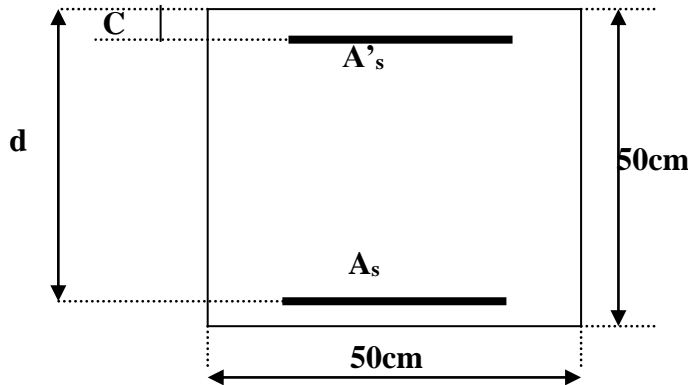


Figure V.8: coupe d'un poteau de dimensions 50x50 cm

Comme sollicitations on a :

$$N_{\text{Max}} = 1646.28 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corres}} = 30.40 \text{ KN.m}$$

Position du point application d'effort normal N:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{30.40 * 10^2}{1646.28} = 1.85 \text{ cm} \leq \frac{h}{12} = 4.17 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression N est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

-Etat limite ultime de résistance:

$$A'_1 = \frac{N - 100 * B * \sigma_b}{100 * \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1646.28 * 10^3 - 100 * 50^2 * 14.17}{100 * 348} = -54.52 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

-Etat limite de stabilité de forme:

Longueur de flambement L_f :

$$L_f = 0.7 * L = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$L'élancement \lambda = 3.46 * \frac{l_f}{h} = 3.46 * \frac{2.142}{0.50} = 14.82 \leq \max \left[50; 67 * \frac{1.85}{50} \right] = 50$$

→ la section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes:

$$\begin{cases} N'_1 = \alpha_1 * N' \\ M_1 = N'_1 * e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

1-Excentricité de premier ordre:

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

2-Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{306}{250}\right) = 2cm$$

$$e = 1.85cm$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.03$$

$$e_1 = 1.85 + 2 = 3.85cm$$

$$\begin{cases} N_1 = 1695.67KN \\ M'_1 = 65.283KN \cdot m \end{cases}$$

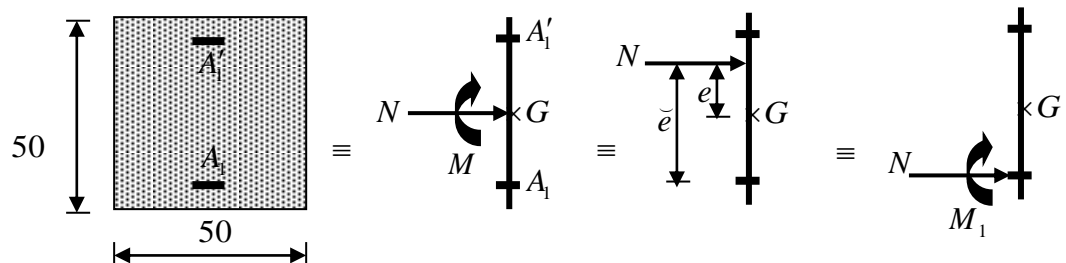
***Position du point d'application de l'effort normal (N'1):**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{65.238 * 10^2}{1695.67} = 3.85$$

$$e_1 = 3.85cm < \frac{h}{2} = 25cm$$

→ Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

***Vérification si la section est entièrement comprimée :**



$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h \leq N'(d - c)M'_1$$

$$(I) = (0.337 * 50 - 0.81 * 5) * 14.17 * 50^2 * 10^{-2} = 453.44KN.m$$

$$(II) = N_1 * (d - c_1) - M_1$$

$$M_1' = M_1 + N_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 65.283 + 1695.67 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} \right)$$

$$M_1' = 404.417 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 273.851 \text{ KN.m}$$

$$(I) > (II) \Rightarrow S.P.C$$

Alors le calcul se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues.

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

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{404.417 * 10^3}{14.17 * 50 * 45^2} = 0.282$$

$$\mu = 0.282 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

***Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états :**

-Moment limite :

$$M_{11}' = \mu_L * \sigma_b * b * d^2 = 0.392 * 14.17 * 50 * 45^2 = 562.407 \text{ KN.m}$$

-Moment résiduel :

$$\begin{aligned} \Delta M_1' &= M_1' - M_{11}' \\ &= 404.417 - 562.407 = -157.99 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$0,4M_1' = 0,4 * 404.417 = 161.767 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M' = -157.99 \text{ KN.m} < 0,4M_1' = 161.767 \text{ KN.m} \quad \text{C. V.}$$

$$A_{11} = \frac{M_{11}'}{\sigma_s * \beta_L * d}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_L}$$

$$1000\varepsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1.739$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\beta_L = 1 - 0.4 \alpha_L = 0.733$$

$$A_{11} = \frac{M_{11}'}{\sigma_s * \beta_L * d} = \frac{562.407 * 10^3}{348 * 0.733 * 45} = 48.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{12} = \frac{\Delta M'}{\sigma_s * (d - \delta' d)} = \frac{-157.990 * 10^3}{348 * (45 - 0.111)} = -10.11 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A_1 = A_{11} + A_{12} = 48.99 \end{cases}$$

En flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = -9.22 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

-Situation accidentelle (SA) :

$$\begin{cases} N = 1317.12 \text{ KN} \\ M = 1.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Position du point application de l'effort normal de traction N:

$$e_1 = \frac{M}{N} = 0.12$$

$$e_1 = 0.12 \text{ cm} < \frac{h}{2} - \delta' d = 20 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).
Détermination des armatures:

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N * a}{100 * \sigma_{10} * (d - c_1)} \\ A_2 = \frac{N}{100 * \sigma_{10}} - A_1 \end{cases}$$

$$a = d - \frac{h}{2} - e_1 = 45 - \frac{50}{2} - 0.12 = 19.88 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{1317.12 * 19.88}{100 * 400 * (45 - 5)} = 16.36 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 16.57 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

*** Armatures minimales :**

-Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.8\% * (b * h) = 0.008 * 50 * 50 = 20 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 * b * h}{100}; \frac{8(b + h)}{100} \right] \Rightarrow$$

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 * 50^2}{100}; \frac{8(50 + 50)}{100} \right] = 8 \text{ cm}^2$$

***Choix des armatures :**

$$A = \max [A_{\text{cal}} ; A_{\min(\text{BAEL})} ; A_{\min(\text{RPA})}] = 20 \text{ cm}^2$$

$$4T16+8T14 \longrightarrow A = 20.36\text{cm}^2$$

***Vérification à l'état limite de service :**

$$N_{\max} = 1093.84 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 0.36\text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.03 < \frac{h}{12} = 4.16\text{cm}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

***Vérification de l'effort tranchant :**

- D'après le fichier de résultats " ETAPS " :

$$T_{\max} = 71.69\text{kN}$$

$$- \tau = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{71.69 * 10^3}{50 * 45 * 100} = 0.32\text{MPa}$$

$$- \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$- \tau_u = 0.32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

***Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

*** Espacement des armatures transversales :**

- Suivant les règles **BAEL 91** :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm}) = \min(15 * 1.2; 40\text{cm}; 60\text{cm}) = 18\text{cm}$$

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

- D'après les règles **RPA 99/V2003** : (zone II. a)

Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18\text{cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

***Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 * 50 = 100\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; 50; 50; 60\right) = 60\text{cm}$$

*Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 * \phi_{L_{\max}}$$

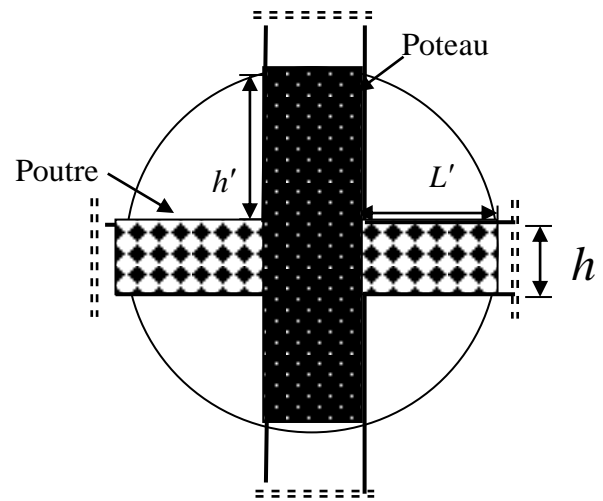


Schéma de ferrailage : Poteau (50×50) cm²

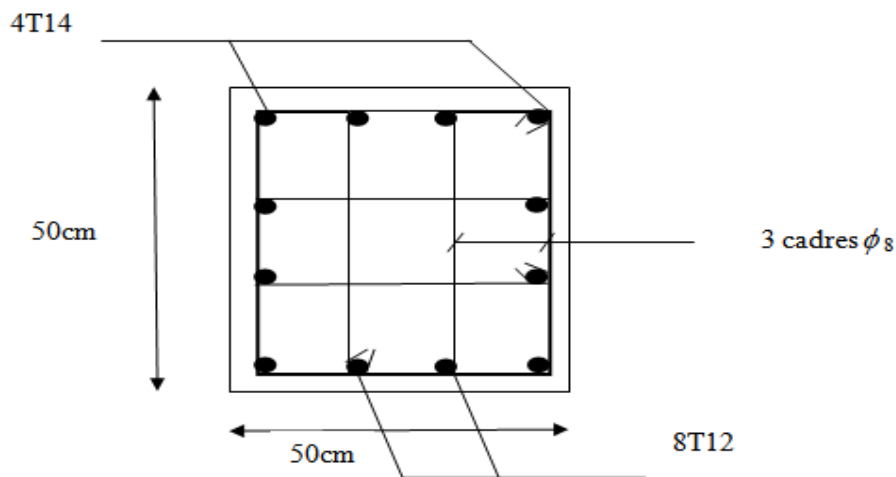


Figure V.9 : exemple de ferrailage

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 :

Tableau V.3 : tableau recapitulative de ferrailage.

TYPE	A _{cal}	A _{min} BEAL	A _{min} RPA	A choisi	Choisi	LD
Pot50x50	16.57	8	20	20.36	4T16+8T14	65
Pot45x45	12.11	7.2	16.2	18.47	12T14	60
Pot40x40	9.12	6.4	12.8	15.21	4T14+8T12	60
Pot35x35	8.53	5.6	9.8	10.68	4T14+4T12	60
Pot30x30	6.42	4.8	7.2	9.05	8T12	50

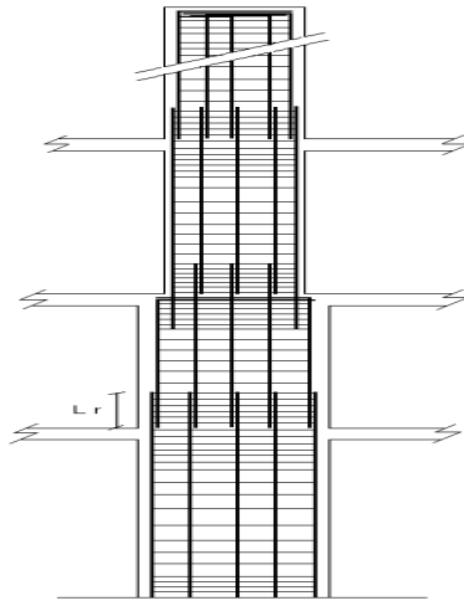


Figure V.10: Coupe en élévation et détail de ferrailage des poteaux

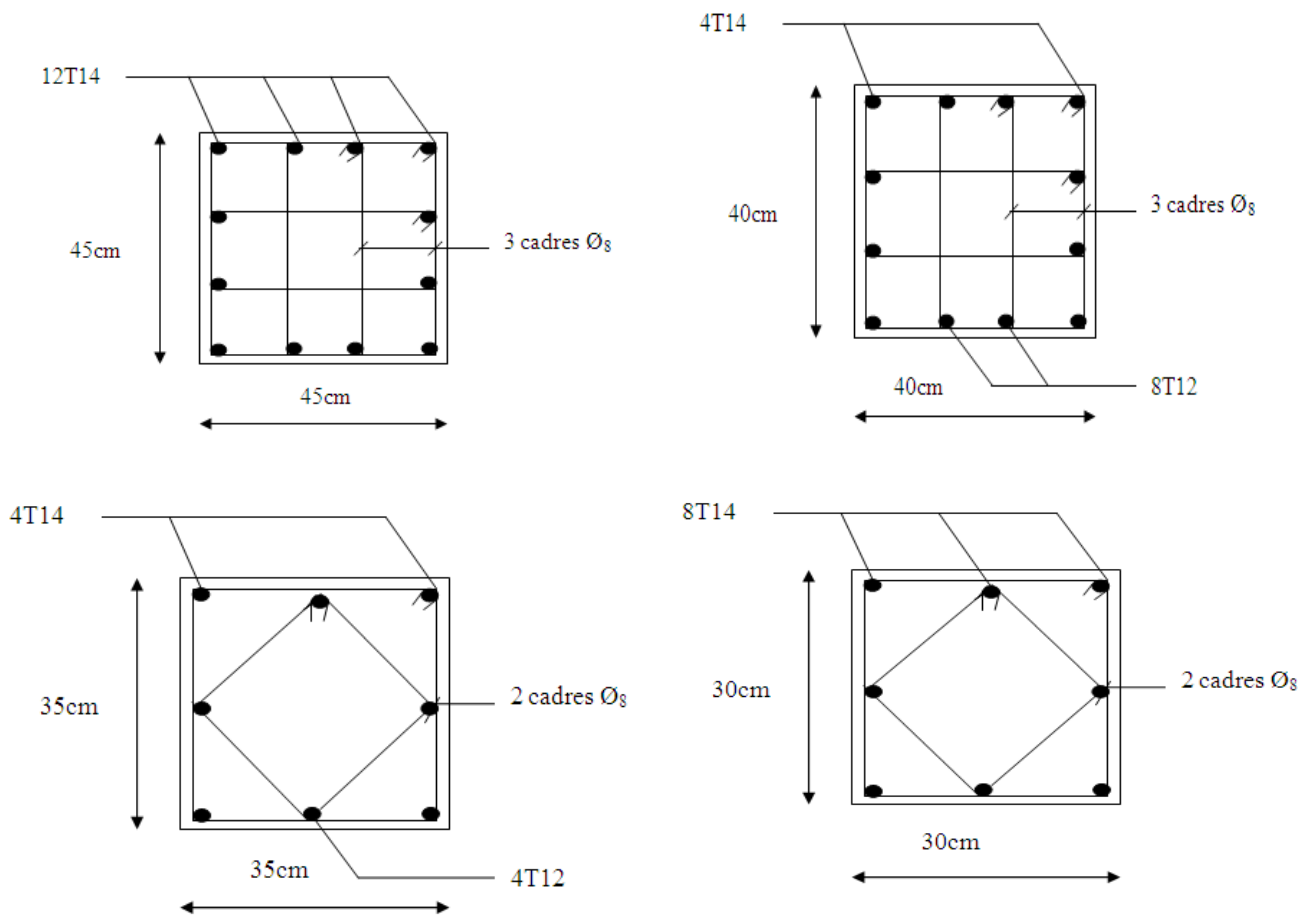


Figure V.11: Ferrailage des poteaux.

V.5 Etude des Voiles :

V.5.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé où la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, vent) grâce à leurs rigidités importantes.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

V.5.2 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La **figure V.11** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

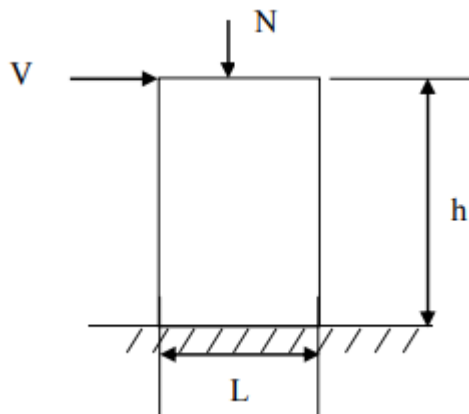


Figure V.11 : Schéma d'un voile.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur et elles est aussi uniformément réparties.

3. D'armatures transversales (epingles) (perpendiculaires au parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

* Procédure de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93** et **RPA 99** version **2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Nota: Les contraintes maximale σ_{\max} et minimale σ_{\min} du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultat de l'ETABS.

1er cas : Section Entièrement Comprimée

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99** version **2003 Art (7.7.4.1)**.

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 * b * h \text{ (0.15\%)}$$

2ème cas : Section Entièrement tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A = \frac{f_t}{f_e}; \text{ on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.}$$

Si : $A < A_{\min} = 0.15 \%$ de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A.

3eme cas : Section Partiellement Tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

*Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003:

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **RPA** exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

***Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003:**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

***Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003:**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

-Globalement dans la section du voile : 0.15%

- En zone courante : 0.10 % Armatures transversales

* L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $(1.5*a ; 30 \text{ cm})$.

* Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré.

*Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

* Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$\left\{ \begin{array}{l} 40\emptyset \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible} \\ 20\emptyset \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons} \end{array} \right.$

* Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

* Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

*Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

* A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

*Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 * \frac{\bar{v}}{f_e} .$$

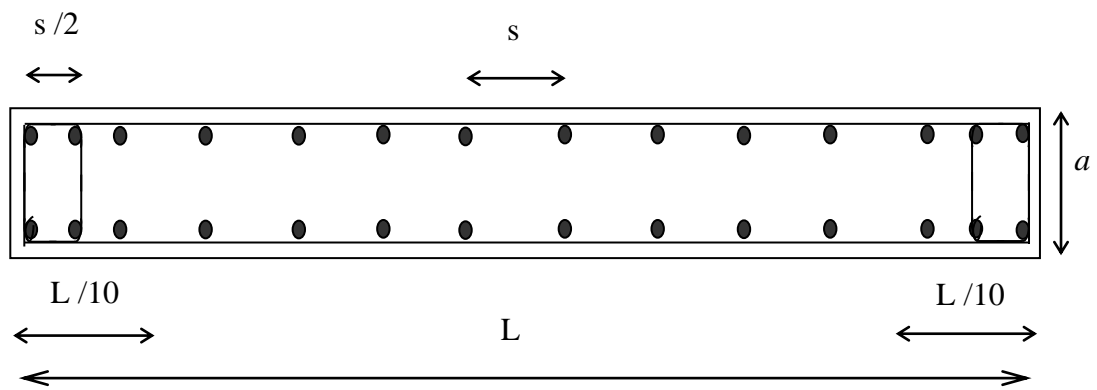


Figure V.12 : disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles.

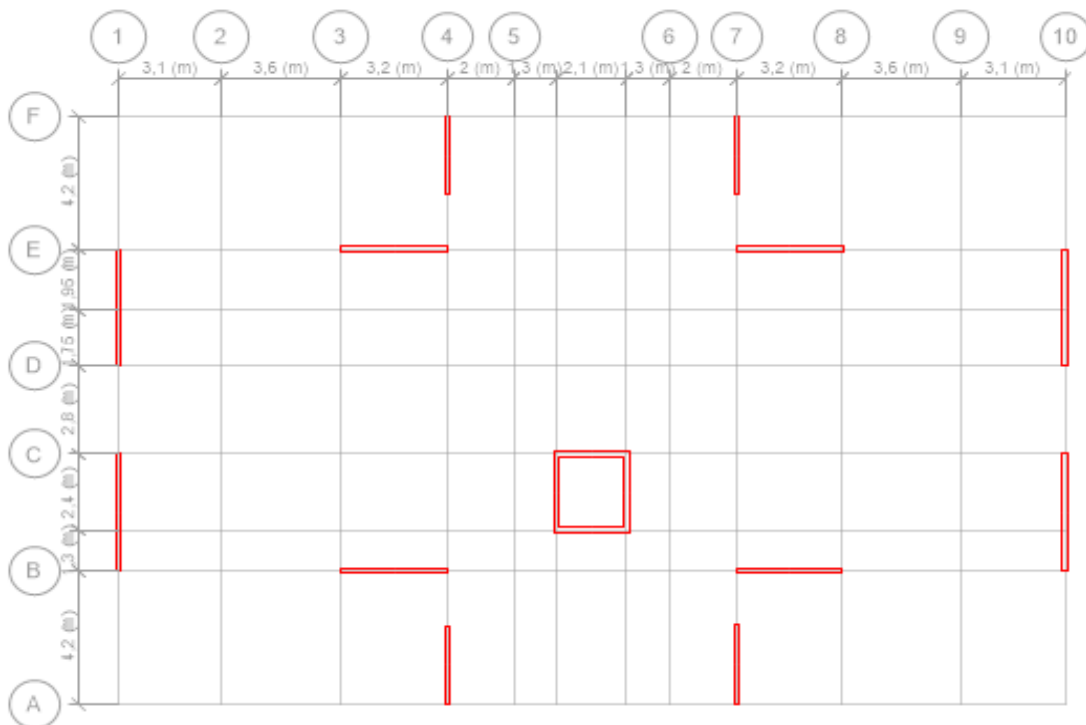


Figure V.13 : disposition des voiles.

***Exemple d'application :**

Nous avons prenne comme exemple le voile de type I (sens YY) au niveau du RDC, qu'il a les caractéristiques géométriques et les sollicitations suivantes :

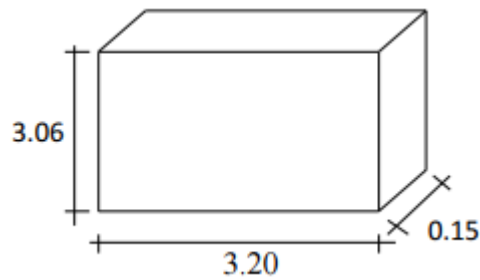


Figure V.14: voile le plus défavorables

***Calcul des armatures vérificals :**

Les sollicitation sont données par ETAPS et sont représentées sur le tableau si dessus :

Type	N_{max} [KN]	M_{corr} [KN.m]	N_{min} [KN]	M_{corr} [KN.m]	M_{max} [KN.m]	N_{corr} [KN]
W17	1124.713	0.07	742.445	0.075	4.084	37.34

***Calcul de ferrailage :**

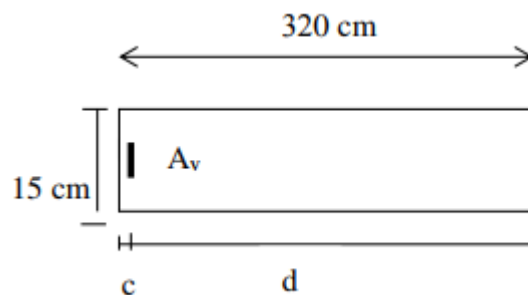


Figure V.15: section de calcul

Cas 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 1124.713 \text{ KN (compression)} \\ M_{corr} = 0.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

les caractéristique géométrique du voile :

$$I = (0.15 * 3.2^3) / 12 = 0.4096 \text{ m}^4 \text{ (I : inertie du voile)}$$

$$S = 0.15 * 3.2 = 0.48 \text{ m}^2$$

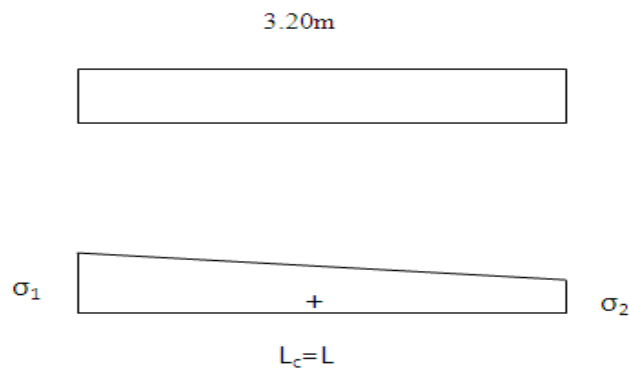
$$V = 3.2 / 2 = 1.6 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = 2343.42 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = 2342.88 \text{ KN / m}^2$$

σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ S.E.C.

***Calcul longueur tendue L_t :**



***Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$ (A_{min} en zone comprimé).

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 320 = 9.6 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$ (A_{min} en zone globale du voile).

$$A_{min} = 0.0015 \times 15 \times 320 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{RPA} ; A_{min}) = 9.6 \text{ cm}^2$$

Cas 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{corr} = 37.34 \text{ KN (traction)} \\ M_{max} = 4.084 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = 93.74 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = 61.84 \text{ KN / m}^2$$

σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ S.E.C.

Cas 3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 742.445 \text{ KN} \\ M_{corr} = 0.075 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = 1547.05 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = 1546.47 \text{ KN / m}^2$$

σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ S.E.C.

Donc :

$$A = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

***Choix des armatures :**

$$5T10 \rightarrow 3.93\text{cm}^2/\text{ml}$$

Espacement minimale des barres verticales et horizontales :

-Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min (1.5a; 30\text{cm}) \text{ [RPA]}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (1.5 \times 15; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (22.5; 30\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (2a; 33\text{cm}) \text{ [BAEL]}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (2 \times 15; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (30; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t\text{RPA}} ; S_{t\text{BAEL}})$$

$\Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte un espacement : **$S_t = 20\text{cm}$** .

-Dans la zone nodale :

$$S'_t \leq \frac{S_t}{2} \Rightarrow S'_t \leq \frac{20}{2} = 10\text{cm}$$

***Vérification des contraintes de cisaillement:**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e * d} \Rightarrow \bar{V} = 1.4 * V$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{t28} = 0.2 * 25 = 5\text{Mpa}$$

Avec :

e : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

On vérifie avec l'effort tranchant maximum Donné par **ETABS**.

$$V = 5.489\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 * 5489}{15 * (0.9 * 320) * 100} = 0.017Mpa < \overline{\tau}_u = 5Mpa \dots\dots\dots C.V.$$

*Dessin du ferrailage :

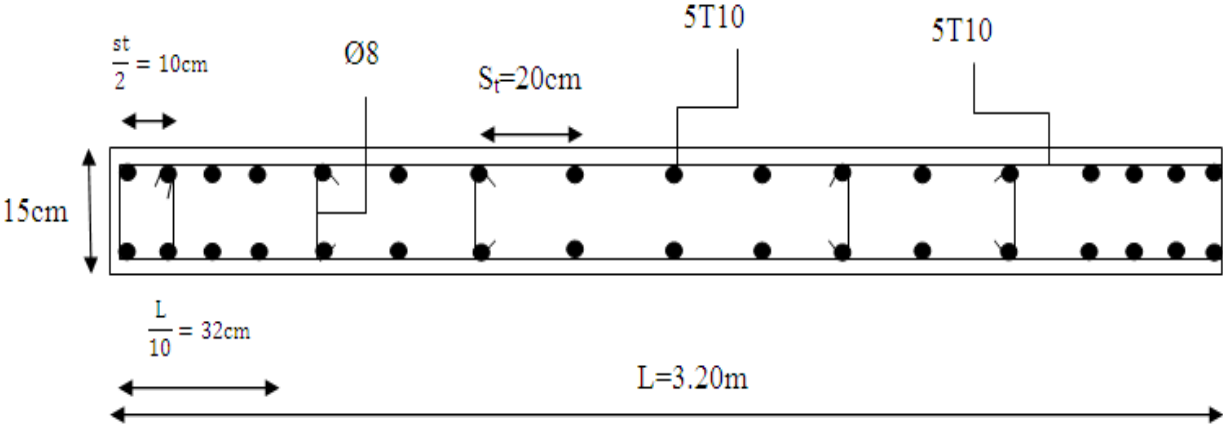


Figure V.16 : dispositions du ferrailage longitudinal du voile.

VI.1 Introduction:

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassement différentiels.

VI.2 Différents types des fondations :

- * Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers)
- * Semi profondes (Les puits)
- * Profondes (les pieux)

VI.3 Choix du type des fondations :

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- *Capacité portante du sol d'assise.
- *Charges transmises de la superstructure au sol.
- * Distances entre les différents points d'appuis.
- * La profondeur du bon sol.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

VI.4 Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 1.8 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1.5m.

VI.5 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- * $G + Q \pm E$
- * $0.8 \times G \pm E$

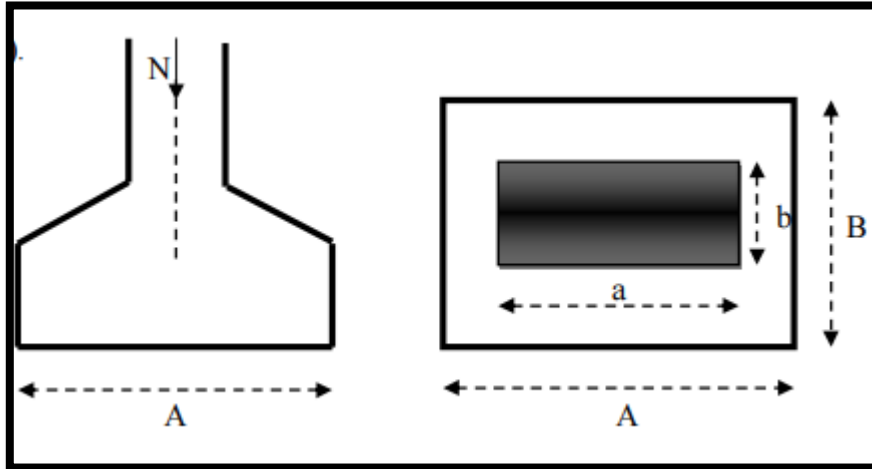
VI.6 Pré-dimensionnement des semelles :*** Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$



$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \quad (\text{Poteau carré})$$

$$\text{d'où } A \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

***Exemple de calcul :**

$$N = 1169.599 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KN / m}^2$$

$$A > \sqrt{6.5} = 2.55 \text{ m}$$

On prend $A = 2.55 \text{ m}$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

*** Semelles filantes :**

$$N = 42220.573 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{42220.573}{180} = 234.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface des semelles} = 234.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface du bâtiment} = 423.70 \text{ m}^2$$

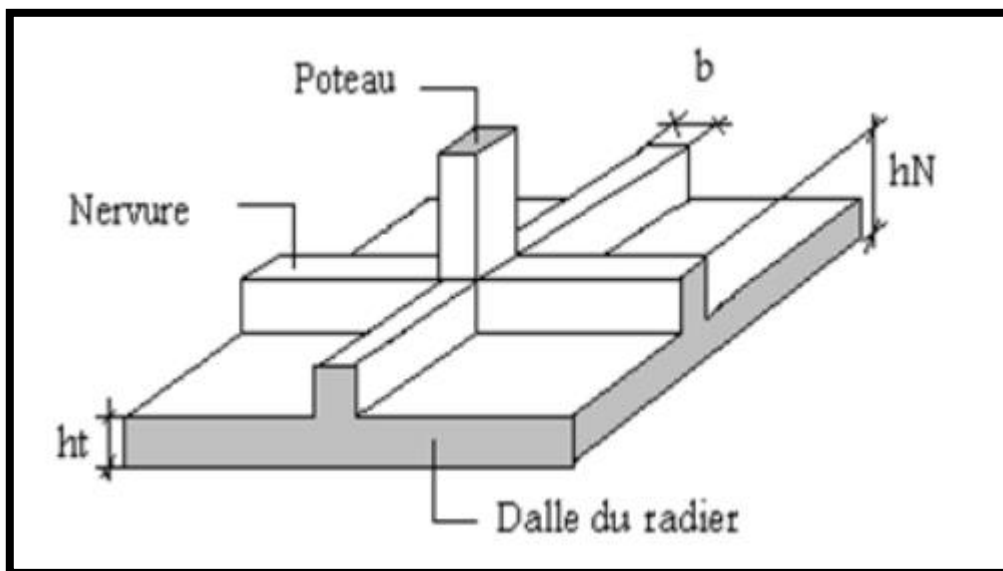
$$\Rightarrow \frac{\text{surface des semelles}}{\text{surface du bâtiment}} = 55\%$$

Conclusion :

Les surfaces des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, donc on opte **le radier générale** comme fondation.

VI.7 Etude du radier général :**-Radier:**

Il est constitué d'une dalle ou une semelle s'étendant sur la surface du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consoles extérieures.

*** Avantages des radier**

Le radier présente les avantages suivants:

- Une bonne répartition des charges sur le sol.
- Le tassement est nettement plus faible que dans le cas des semelles.
- Cette solution (radier) est envisagée lorsque le niveau de la nappe phréatique est plus haut que celui du sous sol le plus bas.
- Facilité du coffrage et de la mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

Pour l'état limite ultime de résistance :

*Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

*Situation accidentelle :

$$ACC1 \rightarrow G + Q + E$$

$$ACC2 \rightarrow G + Q - E$$

$$ACC5 \rightarrow 0.8G + E$$

$$ACC6 \rightarrow 0.8G - E$$

*Pour l'état limite de service :

$$ELS \rightarrow G + Q$$

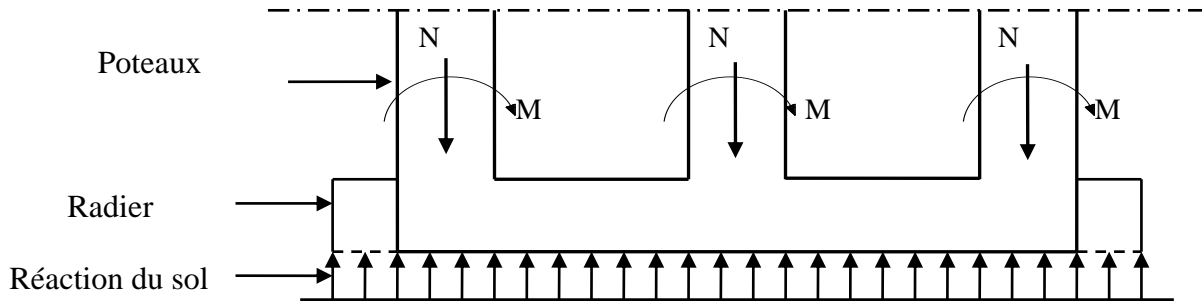


Figure VI.1 : Schéma d'un radier général

VI.8 Pré dimensionnement du radier :

*La hauteur totale du radier :

Pour des raisons de pratique (de coffrage), le radier sera débordé de 50cm de chaque côté.

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte des conditions suivantes :

- *condition forfaitaire.
- *condition de rigidité.
- *condition de non cisaillement .

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=5.2m \Rightarrow 0.65m \leq h \leq 1.2m$$

- Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

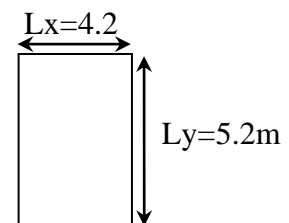


Figure VI.2 : Dimensions d'un Panneau de dalle le plus sollicité

Avec :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par : } L_e = 4\sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=50\text{MN/m}^3$ (HENRY THONIER)

E : module d'Young du béton ($E=3.21642 \times 10^4 \text{Mpa}$) ;

$$I : \text{inertie du radier (} I = \frac{b \times h^3}{12} \text{)} ;$$

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=5.2\text{m.}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3.21642 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5.2}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.82\text{m}$$

- Condition de non cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_c}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0.9h} \quad [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

τ_u : Contrainte tangente ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible ;

T_u^{\max} : Effort tranchant vis à vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\text{avec : } T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5.2m.

$$q_u = \bar{\sigma}_{sol} * 1\text{m} = 180 * 1 = 180\text{KN / ml}$$

$$T^{\max} = 468KN$$

$$h \geq \frac{486}{0.9 \times 1 \times 1.17 \times 1000} = 0.44m \Rightarrow h \geq 44cm$$

Remarque :

Pour satisfaire les 3 conditions présent on prendra une hauteur du radier égal à **95cm**

***Hauteur de nervure :**

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{520}{10} = 52cm$$

On prendra une épaisseur $h_N=55$ cm

***Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{520}{20} = 26cm$$

On prendra l'épaisseur du radier $e=40$ cm

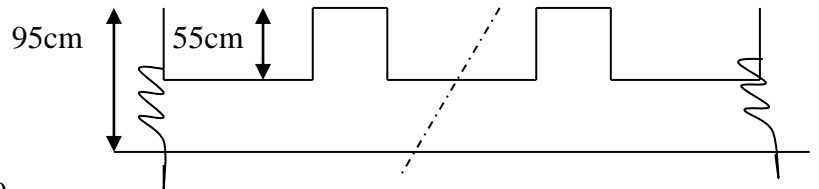


Figure VI.3 : Dimensions du radier.

- Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 < \text{Min} \left(\frac{Ly - b_0}{2} \text{ et } \frac{Lx}{10} \right)$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$Lx = 420$ cm ; $Ly = 520$ cm.

	Poutres principales	Poutres secondaires
H	95	95
h_0 (cm)	40	40
b_0 (cm)	30	30
b_1 (cm)	40	40
b (cm)	110	110

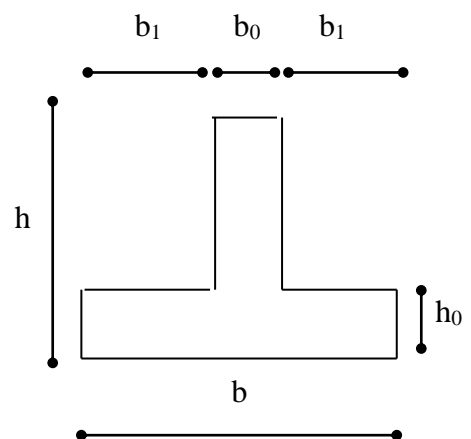


Figure VI.4 : Dimensions des poutres.

***Calcul le débordement :**

$$d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30cm\right)$$

$$d \geq 47.5cm$$

On prend d=50cm

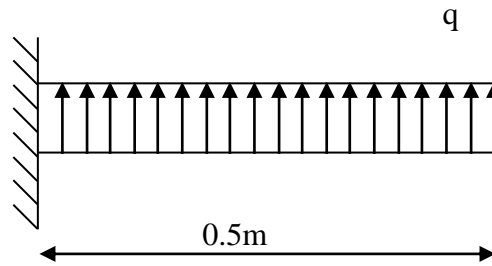


Figure VI.5: schéma statique du débord

-Etude du radier :

***Détermination des sollicitations :**

Caractéristiques du radier :

h =95 cm; e=40cm

Surface du radier S=479.7m²

$$I_{xx} = 20301.50 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 45225 \text{ m}^4$$

X_G =15m

Y_G =10.05 m

Avec :

X_G, Y_G : abscisse du centre de gravité du radier.

I_{xx} I_{yy}: inerties du radier.

***Surcharges d'exploitation : Q_r**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 481.74 \Rightarrow Q_r = 2408.68KN.$$

Combinaisons d'actions :

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Situation	Formule	N ₁ [KN]	N ₂ [KN]	N= (N ₁ + N ₂)	M _x [KN.m]	M _y [KN.m]
Situation durable et transitoire	$\underbrace{(1.35G + 1.5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1.5Q_r)}_{N_u^2}$	53898.29	3613.02	57511.31	15.43	21.99
Situation Accidentelle	$[(G + Q \pm E) + (Q_r)]$	51411.18	2408.68	53819.86	14	26.88
ELS	$(G + Q) + (Q_r)$	39283.38	2408.68	41692.06	11.14	16.01

ELUR :

Avec :

N_u : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier.

N_1 =effort normal cumulé donné par Le fichier- ETABS- sous la combinaison ELU

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée ; donnés par le fichier du ETABS

***Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

σ_m : Contraintes moyenne du sol.

σ_{adm} : Contraintes admissible du sol.

ELUR :

Suivant l'article d RPA 99 version 2003 [RPA99/10.1.4]

$\sigma_{sol}=1.8$ bars

$\sigma_{adm}=\sigma_{sol}^u=2 \cdot \sigma_{sol}=2 \times 1.8=3.6$ bars

1- Situations durable et transitoire

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{57511.31}{479.7} \pm \frac{15.43}{20301.5} \times 15 \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1.19 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} = 3.6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1.19 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

$\sigma_m=1.19$ bars

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{57511.31}{479.7} \pm \frac{21.99}{45225} \times 10.05 \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1.19 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} = 3.6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1.19 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

$\sigma_m=1.19$ bars

2- Situation accidentelle :

Sens x-x et Sens y-y :

$$\sigma_1 = 1.12 \text{ bars} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1.12 \text{ bars} > 0$$

$$\sigma_m = 1.12bars.$$

3-ELS :

Sens x-x et Sens y-y :

$$\sigma_1 = 0.86bars < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 0.86bars > 0$$

$$\sigma_m = 0.86bars.$$

*** Vérification de l'effet de sous pression :**

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas, c'est-à-dire :

$$P > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : poids du bâtiment ;

S : surface d'assise du bâtiment ;

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10KN / m^3$) ;

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$$P = 38260.7225KN$$

$$1.5 \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 423.7 \times 10 \times 1.5 = 9533.25 KN.$$

$$38260.7225 KN > 9533.25KN \Rightarrow \text{le structure est stable.}$$

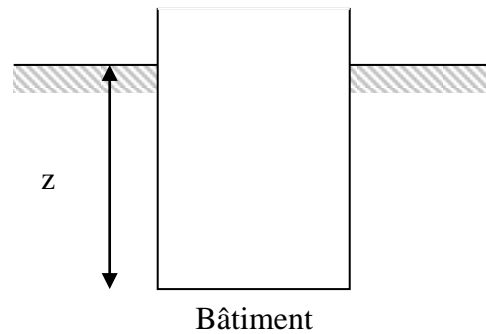


Figure VI.6 : Ancrage du bâtiment.

***Ferrailage de la dalle :**

Le calcul d'un radier est identique à celui de la dalle pleine.

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Détermination les sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x * q_u * L_x^2 ; \quad M_{0y} = \mu_y * M_x$$

Avec:

ELUR: $q_u = \sigma_m \cdot 1 = 119KN / ml$

ELS: $q_s = \sigma_m \cdot 1 = 86KN / ml$

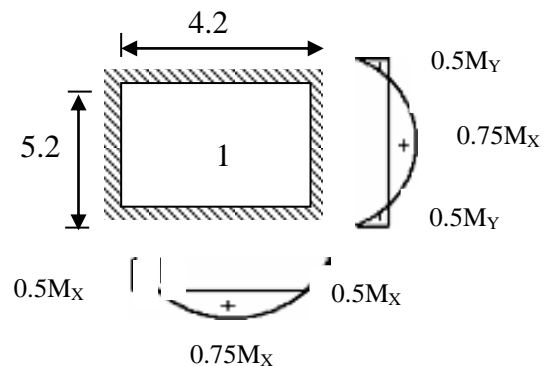


Figure VI.7 : Moments en travées et sur appuis pour un panneau de dalle.

Tableau VI.2 : Les sollicitations de calcul :

	Lx	Ly	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	Mx	My
E.L.U	4.2	5.2	0.80	0.0561	0.5959	117.76	70.17
E.L.S	4.2	5.2	0.8	0.0628	0.7111	95.27	67.75

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travée en [KN.m].

	E.L.U		E.L.S	
	En appuis [KN.m]	En travée [KN.m]	En appuis [KN.m]	En travée [KN.m]
X-X	-58.88	88.32	-47.635	71.45
Y-Y	-35.085	52.627	-33.875	50.81

* Calcul des armatures :

Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 30 \text{ cm}$.

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm} \quad \phi = 4\text{cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (30 + \frac{40}{2})\text{mm} = 50\text{mm} \\ C_y = (30 + 40 + \frac{40}{2})\text{mm} = 90\text{mm} \end{cases}$$

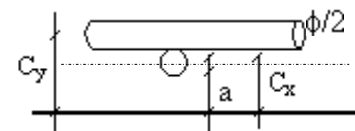


Figure VI.8: Enrobage

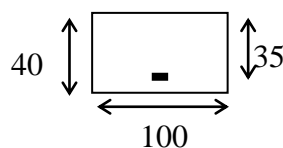
Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

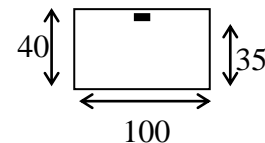
$$d_y = h_d - C_y = 40 - 9 = 31\text{cm}$$

- Sections de calcul :

Sens xx :



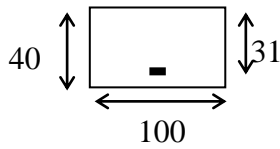
En appui



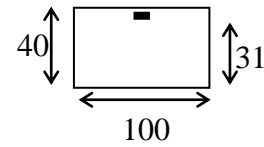
En travée

Figure VI.9 : Section de calcul dans le sens x-x.

Sens yy :



En appui



En travée

Figure VI.10 : Section de calcul dans le sens Y-Y

*calcul du ferrailage :

1- Sens x-x

E.L.U :

-En travée :

$$M_{tx} = 88.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.05 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0.064 \quad ; \quad \beta = 0.974$$

$$A = 7.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min.}} = 4.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max(4.23 ; 7.44) = 12.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 4\text{T}16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- En appuis

$$M_{ax} = -58.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.033 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0.042 \quad ; \quad \beta = 0.983$$

$$A = 4.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min.}} = 4.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max(4.92 ; 4.23) = 4.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ T}14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

E.L.S :

- En travée :

$$M_{tx}^s = 81.17 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 8.04}{100} = 1.22 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 8.04 \cdot 35}{100} = 84.42 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.22 + \sqrt{(1.22)^2 + 84.42} = 8.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8.05)^3}{3} + 15 \cdot 8.04 \cdot (35 - 8.05)^2 = 104980.75 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{71450}{104980.75} = 0.68$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.68 \cdot 8.05 = 5.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.68 \cdot (35 - 8.05) = 274.89 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} * \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ * \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'E.L.S}$$

Détermination des armatures à l'E.L.S :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = 0.0025$$

$$\mu_1 = 0.0025 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.917 \\ k_1 = 45.24 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{45.24} = 4.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{71450}{201.63 \cdot 0.917 \cdot 35} = 11.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

*Choix des armatures:

$$4\text{T}20/\text{ml} \longrightarrow A = 12.57 \text{ cm}^2$$

-En appui :

$$M_{ax} = -47.635 \text{ KN.m}$$

$$D = 1.155 \text{ cm}$$

$$E = 80.85 \text{ cm}$$

$$y_1 = 7.91 \text{ cm}$$

$$I = 102150.44 \text{ m}^4; \quad K = 0.50$$

$$\sigma_b = 3.717 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 203.175 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

Détermination des armatures

$$\mu_1 = 0.0011 \Rightarrow \beta_1 = 0.943$$

$$A = 7.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T14 cm²/ml → A=7.70 cm² /ml

Sens y-y

Le procédé de calcul est le même que celui énoncé en sens x-x

Tableau VII.4: Ferrailage de la dalle.

Sens	Travées			Appuis		
	A _{cal} [cm ²]		Barres choisies	A _{cal} [cm ²]		Barres choisies
	ELU	ELS		ELU	ELS	
X-X	7.44	11.04	4T20= 12.57cm ²	4.92	7.15	5T14= 7.70cm ²
Y-Y	5.12	8.86	4T20= 12.57cm ²	3.29	5.81	4T14= 6.16cm ²

***Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de 50cm de chaque côté

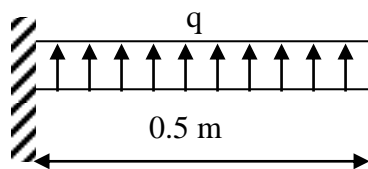


Figure VI.11 : Schéma statique du débord.

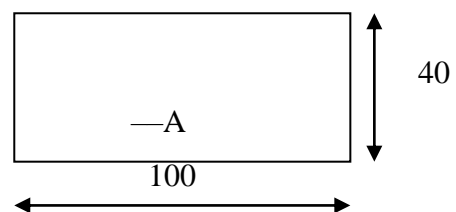


Figure VI.12 Section de calcul.

ELUR: $q_u = \sigma_m \cdot 1 = 119 \text{ KN} / \text{ml}$

$$M = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -14.87 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ELS: $q_s = \sigma_m \cdot 1 = 86 \text{ KN} / \text{ml}$

$$M = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = 10.75 \text{KN} \cdot m$$

ELA: $q_{acc} = \sigma_m \cdot 1 = 112 \text{KN} / ml$

$$M = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = 14 \text{KN} \cdot m$$

$A = 0.86 \text{cm}^2$

$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t_{28}}{f_e} = 6.03 \text{cm}^2 / ml$

$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 6.03 \text{cm}^2 / ml$

Choix : 6T12/ml. $\rightarrow A = 6.79 \text{cm}^2 / ml$

VI.9 Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres apparentes :

- Poutres aux sens principales supportant des charges trapézoïdales;
- Poutres aux sens secondaires supportant des charges triangulaires.

***Poutre principale :**

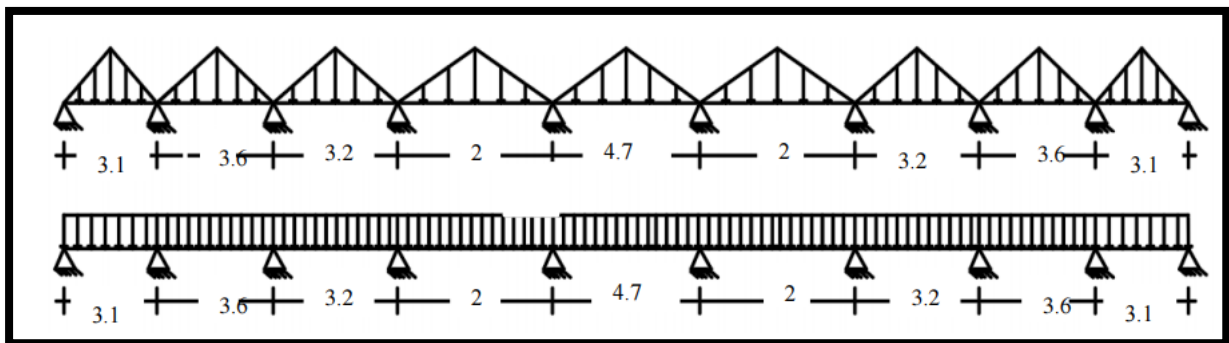


Figure VI.13: Distribution des charges sur les poutres principales

***Poutre secondaire :**

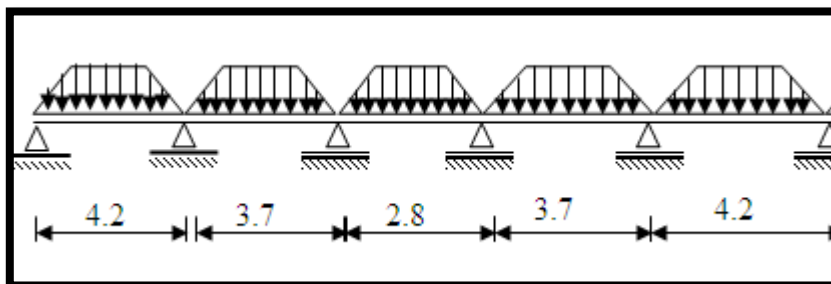


Figure VI.14: Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant. Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

La section de calcul d'armatures sera calculée par le SOCOTEC.

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

	Poutre Principale		Poutre Secondaire	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M à'E.L.U [KN.m]	489.90	349.93	257.27	231.39
M à'E.L.S [KN.m]	248.28	177.34	130.38	117.26
M à'E.L.A [KN.m]	569.14	406.51	299.23	268.85
Effort Tranchant	862.63		850.16	
A Calculé [cm²]	17.64	12.01	8.89	7.36
Choix d'Armatures [cm²/ml]	6T20 A = 18.85	6T16 A = 12.06	3T20 A = 9.42	3T20 A = 9.42

***Vérification de l'effort tranchant :**

-Poutre au sens principale:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{862.63 \times 10^3}{85.5 \cdot 110 \cdot 100} = 0.92 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5}; 5 MPa\right) = 2.5 MPa$$

$$\tau = 0.92 MPa < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Poutre au sens secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{850.16 \times 10^3}{85.5 \cdot 110 \cdot 100} = 0.9 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5}; 5 MPa\right) = 2.5 MPa$$

$$\tau = 0.9 MPa < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{95}{35}; \frac{30}{10}; 1.6\right) = 1.6 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacées de : $\left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ cm pour la zone courante} \\ 15 \text{ cm pour la zone nodale} \end{array} \right.$

Ferraillage des poutres principales et poutres secondaires

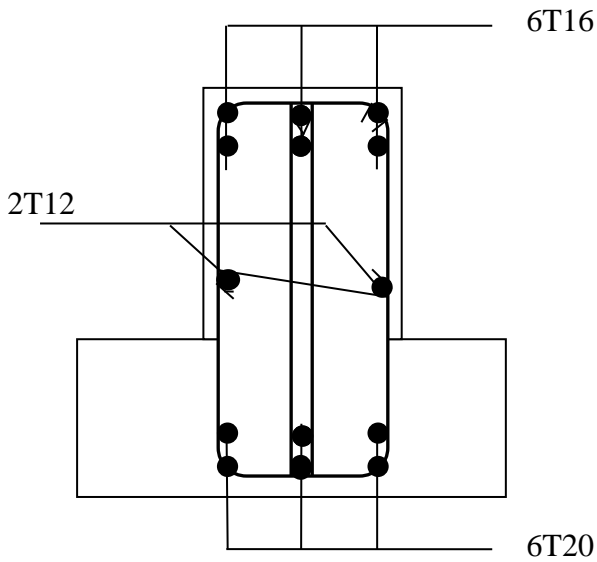


Figure VI.15 : ferraillage des poutres principales

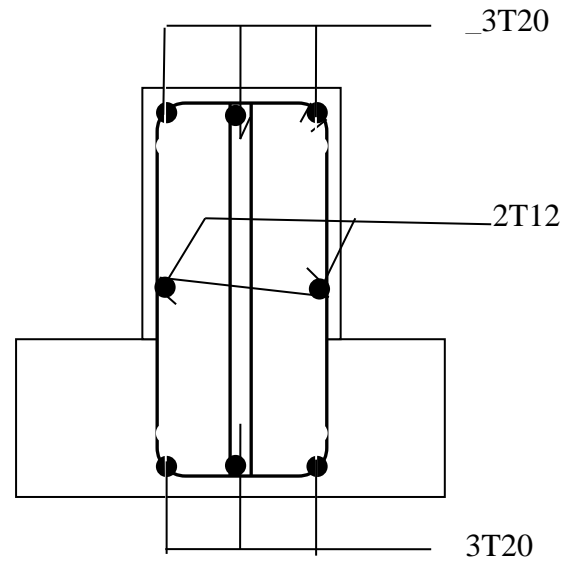


Figure VI.16 : ferraillage de poutres secondaire

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul **ETABS** et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le **CBA93** et le **BAEL91**. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

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 du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du **RPA** s'est imposé.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

*Règles parasismiques algériennes **RPA99** version **2003**.

* charge permanente et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2).

. *Béton armé aux états limites **BAEL91**.

***CBA93** : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)

Cours :

*Cours en béton armé Mr AMMAR.

*Cours calcul de structure Mr BENSOUA.

Mémoires :

KAAB Mohamed 2019, Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation

Logiciels et programmes :

*ETABS

* WORD 2007

*EXCEL 2017

*SOCOTEC