



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس – مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية و المعمارية

Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment en Sous-sol + RDC + 10 étages

Présenté par :

- Bordji Hassiba
- Gouaich Khadidja

Soutenu le .. / .. / 2020 devant le jury composé de :

Présidente : Pr LAREDJ Nadia

Examineur: Mr BESSAI Touhami

Encadrant : Dr MALIKI Mustapha

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciement

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études.

Nos remerciements s'adressent à notre encadreur Dr. MALIKI pour son soutien et ses conseils, et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Un grand remerciement à l'ensemble des enseignants du département GENIE CIVIL, spécialement Dr. BENSOULA pour leurs rôles important dans nos formations.

Enfin, à tous qui nous sont aidées, en particulier Mr. MECHERFI HABIB pour son soutien.

Dédicace

Avec tout respect et amour je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents qui m'ont guidée et soutenu durant tous mon parcours, langue vie et que dieu vous protège.

À tous les enseignants qui nous ont éduqués et guidés de la première année primaire jusqu'à 2 années master.

À toute la famille BORDJI et GOUAICH.

Et enfin à tous nos amis

Merci

BORDJI HASSIBA
GOUAICH KHADIDJA

ملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني يتكون من بدروم ودور أرضي + 10 طوابق تقع في مستغانم. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض تقديمي لعناصر البناء وخصائص المواد المختلفة ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً خفض الأحمال.

الجزء الثاني خصص لدراسة العناصر الثانوية (الروافد ، البلاطة الصلبة ، السلم ، الشرفة والحاجز).

الجزء الثالث يتكون من نمذجة الهيكل باستخدام برنامج "ROBOT" لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال الدائمة ، أحمال التشغيل والزلازل).

أخيراً ، يتضمن الجزء الرابع والأخير تقوية العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس والأعمدة والعوارض والجدران).

أجريت هذه الدراسة مع مراعاة توصيات [BAEL91] ولوائح الزلازل الجزائرية [RPA 99/2003] والوثائق الفنية. BAEL91 ، RPA 99/2003 الكلمات الرئيسية: بناء ، خرسانة ، ريبوت ،

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol, un rez-de-chaussée + 10 étages implanté à Mostaganem. Cette étude se compose de quatre parties :

La première partie est la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment et les caractéristiques de différents matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

La deuxième partie a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (poutrelles, dalle pleine, escalier, balcon et acrotère).

La troisième partie consiste à modéliser la structure en utilisant le logiciel «ROBOT» afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

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

Cette étude est menée en tenant compte des recommandations du [BAEL91], les règlements parasismiques algériens [RPA 99/2003] et les documents techniques.

Mots clés : bâtiment, béton, ROBOT , RPA 99/2003,BAEL91

Summary:

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a basement, a ground floor + 10 floors located in Mostaganem. This study consists of four parts:

The first part is the general description of the project with a presentation of the building elements and the characteristics of different materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the lowering of loads.

The second part was devoted to the study of secondary elements (joists, solid slab, staircase, balcony and parapet).

The third part consists in modeling the structure using the "ROBOT" software in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic loads).

Finally the fourth part and the last includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, columns, beams and walls).

This study is carried out taking into account the recommendations of [BAEL91], the Algerian earthquake regulations [RPA 99/2003] and technical documents.

Keywords: building, concrete, ROBOT, RPA 99/2003, BAEL91

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction	02
I.2. Présentation du projet	02
I.3. Caractéristiques géométriques de la construction	02
I.4. Règlements utilisés	03
I.5. Caractéristiques du sol	03
I.6. Système structurel	03
I.6.1. Ossature	03
I.6.2. Plancher	03
I.6.3. Escalier	04
I.6.4. Maçonnerie	04
I.6.5. Revêtements	04
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
I.7.1. Béton	04
I.7.2. Aciers	06
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges	09
II.1 Introduction	09
II.2 Pré-dimensionnement des éléments	09
II.2.1 Murs	09
II.2.2. Poutres	09
II.3. Pré-dimensionnement des Planchers	11
II.3.1. Planchers à corps creux	12
II.3.2 Plancher à dalle pleine	12
II.4. Descente des charges	14
II.4.1. Dalle pleine du RDC et le sous-sol	15
II.5. Poteaux	15
II.6. Voiles	16
Chapitre III : étude des planchers	
III.1 .Introduction	24
III.2 .Plancher corps creux	25

III.3. Etude des poutrelles	25
III.6. Plancher à dalle pleine	52
III.6.1. Méthode de calcul	52
III.6.2. Calcul du ferrailage de la dalle pleine	59
Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux	
IV.1. Introduction	67
IV.2. Etude Escalier	67
IV.2.1. Pré dimensionnement d'escaliers :	
IV.2.1. Calcul du ferrailage	69
IV.4. Etude de la poutre brisée	74
IV.4.1. Pré-dimensionnement de la poutre brisée	78
IV.4.1. Calcul du ferrailage	79
IV.4.2. Calcul les armatures transversales:	83
IV.5. Etude de l'acrotère	90
IV.5.1. Définition	90
IV.5.2. Calcul du ferrailage	90
IV.5.3. Détermination des contraintes	95
IV.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement	97
IV.6. Définition l'ascenseur	98
IV.6.1. Etude de l'ascenseur	98
IV.6.1.1. Descente de charges	100
IV.7. Calcul du ferrailage de la dalle pleine	111
IV.7.1. Vérification de la flèche	1116
Chapitre V : Étude sismique	
V.I. Introduction :	118
V.2. Étude sismique	118
V.2.1. Modélisation	118
V.2.2. Présentation du logiciel	118
V.2.3.Étapes de modélisation	119
V.3. Choix de la méthode de calcul	121
V.3.1. Méthode statique équivalente	121

V.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	122
Chapitre VI : Etude des portiques	
VI.1. Introduction	135
VI.2. Définitions :	135
VI.2.1. Poutres	135
VI.2.2. Poteaux	135
VI.3. Etude des portiques	135
VI.3.1. Combinaisons d'actions	136
VI.3.2. Etude des poutres	136
V.3.3. Etude des poteaux	136
Chapitre VII : Etude des Voile	
VII .I. Les voiles	161
VIII.1.1. Voile périphérique	161
V.III.2. Voiles de contreventement	168
Chapitre VIII : Fondation	
VIII.1. Introduction	174
VIII.2. Choix du type de fondation	174
VII.3. Etude du radier général	175
VIII.3.1. Dimensionnement du radier	175
VIII.3.2. Dimensionnement du débord	176
VIII.3.3. Dimensionnement des nervures	177
VIII.3.4. Ferrailage des nervures	178
VIII.3.5. Vérification de la flèche	180
VIII.4. Radier	181
VIII.5. Ferrailage du débord	181

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
Fig.I.1: Plan de situation	02
Chapitre II : Section tr d'une poutre	
Fig.II.1 : Section transversale d'une poutre	10
Fig.II.2 : Section transversale d'une poutre principale	10
Fig.II.4 : coupe transversale d'un plancher a corps creux	12
Fig.II.5 : Dimensions d'un panneau de dalle.	13
Fig.II.6 : Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible).	15
Fig.II.7 : Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.	15
Fig.II.8 : Section transversale d'un plancher à dalle pleine.	16
Fig.II.9 : Surface afférente au poteau le plus sollicité	19
Chapitre III : Étude des planchers	
Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	25
Fig.III.2 : dimension des poutrelles	26
Fig.III.3 : Section de calcul	27
Fig.III.4 : Représentation de la méthode de Caquot.	31
FFig.III.5 : Schéma statique d'une poutre continue.	32
Fig.III.6 : Schéma statique de poutrelles type 1	32
Fig.III.7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU	33
Fig.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELS	34
Fig.III.9 : Diagramme des efforts tranchants à ELS	34
Fig.III.11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU	35
Fig.III.12 : Diagramme des efforts tranchants à ELU	37
Fig.III.13 : Diagramme des moments fléchissant à ELS	37
Fig.III.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELS	38
Fig.III.15 : Dimensions d'un panneau de dalle.	48
Fig.III.16 : Enrobage	48
Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux	
Fig.IV.1 : Schéma général d'un escalier	61
Fig.IV.2 : schéma d'escalier de trois volées	62
Fig.IV.3 : Schéma statique du type d'escalier.	64

Fig.IV.4 : Schéma statique de la section 2-2.	65
Fig.IV.5 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.	65
Fig.IV.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.	66
Fig.IV.7 : Section de calcul.	67
Fig.IV.8 : Section de calcul.	69
Fig.IV.9 : section transversale	71
Fig.IV.10 section transversale	72
Fig.IV.11 : section transversale de poutre brisée :	72
Fig.IV.12 : Schéma statique de la poutre brisée	75
Fig.IV.13 : Dimension de l'acrotère et schéma statique	81
Fig.IV.14 : Position du point d'application de l'effort normal Nu	83
Fig.IV.15 : Dimensions de l'ascenseur	84
Fig.IV.16 : Ascenseur électrique	85
Fig.IV.17 : Abaque de détermination de suspentes	89
Fig.IV.18 : Schéma de la surface d'impact	91
Fig.IV.19 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.	93
Fig.IV.20 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	95
Chapitre V : Étude sismique	
Fig.V.1 : Modélisation de la structure.	106
Fig.V.2 : Spectre de réponse.	113
Chapitre VI : Etude des portiques	
Fig.VI.1 : Sollicitation sur les poteaux	129
Fig.VI.2 : schéma de la zone nodale du poteau.	130
Fig.VI.3 : les armatures transversales dans la zone de recouvrement	132
Fig.VI.4 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	135
Fig.VI.5 : Zone nodale du poteau.	140
Chapitre VII : Etude des Voile	
Fig.VII.1 : Schéma des contraintes de voile périphérique.	144
Fig.VII.2 : Schéma du panneau de la dalle appuie sur 4 coté.	144
Chapitre VIII : Fondation	
Fig.VIII.1 : schéma statique du débord	163

Liste des tableaux:

Chapitre II : Section tr d'une poutre	
Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres	11
Tableau II.2 : récapitulatif des charges et des surcharges cumulées	18
Tableau II.3 : Dimensions de sections des poteaux	20
Tableau II.4 : Vérification de la condition de RPA99 et de flambement	22
Tableau II.5 : Dimension de voile	23
Chapitre III : Étude des planchers	
Tableau.III.1 : les Schémas statiques des poutrelles.	29
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.	42
Tableau III.3 : Ferrailage des poutrelles	48
Tableau III.4 : Tableaux des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du plancher	56
Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux	
Tableau IV.1: Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS	71
Tableau IV.2 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section	72
Tableau IV.3 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section	73
Tableau IV.4 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section	73
Tableau IV.5 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui	103
Tableau IV.6 : caractéristiques des câbles	103
Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des résultats	108
Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations.	110
Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	111
Chapitre V : Étude sismique	
Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q .	127
Tableau V.2 : Période et facteurs de participation massique.	129
Tableau V.3 : Tableau	130
Tableau V.4 : Tableau de vérification de la résultante des forces sismiques	130
Tableau V.5 : Tableau récapitulatif de la vérification de l'effet $P-\Delta$	131
Chapitre VI : Etude des portiques	

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.	137
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.	144
Tableau VI.3 : Les sollicitations de calcul.	150
Tableau VI.4 : vérification des contraintes de cisaillement (selon BAEL.91)	156
Tableau. VI.5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux	159
Chapitre VII : Etude des Voile	
Tableau VII.1 : Tableau des combinaisons fondamentales.	163
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.	164
Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.	167
Chapitre VIII : Fondation	
Tableau VIII.1 : Ferrailage de nervure	179
Tableau VIII.2 : les efforts agissent sur le radier générale	181
Tableau VIII.3 : ferrailage du radier générale	182

Notations :

A' :	Aire d'une section d'acier comprimée
A :	Aire d'une section d'acier tendue.
At :	Aire d'une section d'acier transversale.
B :	Aire d'une section de béton comprimée.
Bo :	Aire d'une section homogène.
Ei :	Module de déformation instantané du béton.
Ev :	Module de déformation différé du béton.
Es :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
Mu :	Moment ultime.
Mser :	Moment de service.
Tu :	Effort tranchant ultime.
a, b :	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h :	Dimensions transversales d'une poutre.
ho :	Hauteur de la table de compression
d :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
fc28 :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
ft28 :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
fe :	Limite élastique de l'acier.
Lf :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
Lx :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
Ly :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
Br :	Section réduite du poteau.
M :	Moment résistant de la table (section en T _e).
Mo :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
Mt :	Moment fléchissant maximal en travée
Ma :	Moment fléchissant maximal en appui.
Nu :	Effort normal ultime
Nser :	Effort normal de service
Io :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
If :	Moment d'inertie fictif
F :	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G :	Charge permanente
P :	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
qu :	Chargement ultime
qser :	Chargement de service
Δft :	Flèche totale
L :	Portée de la travée
δ_t :	Espacement des armatures transversales
α :	Coefficient sans dimension rapport
γ_b :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier

- η : Coefficient de fissuration relatif à une armature
 λ : Elancement mécanique d'une pièce.
 μ : Moment réduit ultime (sans dimensions)
 ρ : Rapport entre deux dimensions $\frac{L_x}{L_y}$
 σ_b : Contrainte de compression du béton
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier
 τ_u : Contrainte tangentielle conventionnelle.
 ν : Coefficient de poisson

Chapitre I :

Présentation de

l'ouvrage

I.1. Introduction :

Tous les ouvrages ou éléments d'un ouvrage doivent être conçus et calculés de façon à pouvoir résister avec sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues pendant la période de la construction et de l'utilisation et pouvoir présenter une durabilité satisfaisante.

Le calcul du bâtiment ainsi que les différentes actions produites par les différentes combinaisons de charges sont modélisés par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel autodesk robot structural analyse 2016.

I.2. Présentation du projet :

Le projet que nous étudions est constitué de trois blocs (A, B et C). Nous avons choisi le bloc c, qui est un bâtiment en béton armé classé en groupe d'usage 2. Le bâtiment est un R+10+SS, ou le sous-sol est réservé pour le parking, le RDC et les dix étages pour l'habitation et la terrasse est inaccessible.

Le projet étudié est un ensemble immobilier de 128 logements promotionnels en 3 blocs, implanté à la commune de Sayada (voir **Fig.I.1**), dans la wilaya de Mostaganem qui est une zone de moyenne sismicité (zone II.a) d'après RPA 99 /version 2003.



Fig.I.1: Plan de situation

I.3. Caractéristiques géométriques de la construction :

Les caractéristiques de la structure étudiées sont :

- Hauteur totale du bâtiment : 36.72m.
- Longueur du bâtiment : 36.00m.
- Largueur du bâtiment : 19.45m.
- Hauteur du sous-sol : 3.06m.
- Hauteur du RDC : 3.06m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.06m.

I.6. Règlements utilisés :

Les différents règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99/ version2003**)
- Béton Armé Aux Et Ats Limites (**BAEL91**)
 - Document Technique Réglementaire (**DTR B.C.2-2**) : Charges permanentes et surcharges d'exploitation
 - Document Technique Réglementaire (**DTR C.3-2**) : Règlementation Thermique des bâtiments d'habitation.
 -

I.6. Caractéristiques du sol :

D'après le rapport géotechnique des essais réalisés in situ et au laboratoire, le sol présente une bonne assiette pour le bâtiment. La contrainte admissible du sol est de 2,7 bars.

I.6. Système structurel :**I.6.1. Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par le système constructif mixte voiles et portiques en béton armé.

I.6.2. Plancher :

Les planchers adaptés pour notre structure sont :

- Plancher corps creux.
- Dalles pleines au niveau de certains endroits (balcons, sous-sols, RDC).

I.6.3. Escalier :

Le bâtiment comporte d'un seul type d'escalier en béton armé à trois volées avec deux paliers intermédiaires.

I.6.4. Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques creux de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm et les cloisons de séparation sont en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

I.6.5. Revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Dalle de sol pour les chambres, les couloirs...
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.
- L'isolation acoustique est assurée par le plancher en corps creux et par les murs extérieurs en doubles parois.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les planchers terrasses et par les murs extérieurs en doubles parois.
- La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés (béton, acier) dans la construction seront conformes aux règles de calcul des structures en béton armé (**BAEL 91**).

I.7.1. Béton :

➤ Composition :

Pour 1 m³ de béton, nous utilisons :

- 350 kg de ciment.
- 400 l de sable de diamètre $\emptyset \leq 5$ mm (le sable doit être propre).
- 800 l de gravier de diamètre $5 < \emptyset \leq 25$ mm.
- 175 l d'eau de gâchage (l'eau doit être sans acide).

❖ **Poids volumique :**

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

❖ **Résistance mécanique :**

➤ **Résistance à la compression:**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} :

- Superstructure : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Infrastructure : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

❖ **Module de déformation longitudinale :**

Pour les charges instantanées d'une durée d'application inférieure à 24 h :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ Mpa}$$

Pour les charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ Mpa}$$

❖ **Coefficient de poisson**

$\nu = 0.00$ Pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (E.L.U).

$\nu = 0.20$ Pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (E.L.S).

❖ **Contraintes limites**

➤ **Etat limite ultime « E.L.U » :**

Contrainte résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1.5$ cas de situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1.15$ cas de situation accidentelle

θ : coefficient qui dépend de la durée (t) d'application des actions considérées, fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

- contrainte de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**
- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$
- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**
- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$

➤ **Etat limite de service « E.L.S » :**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

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

I.7.2. Aciers :

❖ **Type d'acier utilisé :**

1^{er} type : ronds lisse (RL) de nuance fe E235 (la limite élastique est : fe = 235 Mpa pour les armatures transversales.

2^{ème} type : haute adhérence (ha) de nuance fe E400 (la limite élastique est : $f_e = 400$ Mpa pour les armatures longitudinale.

3^{ème} type : treillis soudé de nuance fe E235 (la limite élastique est : $f_e = 235$ Mpa) pour les dalles de compression.

❖ **Contraintes limites:**

➤ **Etat limite ultime « E.L.U » :**

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

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma_s = 1.15$ cas de situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ cas de situation accidentelle

f_e : Contrainte limite élastique

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier :

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s}$$

$E_s = 2 \cdot 10^5$ Mpa (Module d'élasticité de l'acier

➤ **Etat limite de service « E.L.S » :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton

- Fissuration peut préjudiciable : pas de limitation de la contrainte
- Fissuration préjudiciable : $\underline{\sigma}_s \leq \overline{\sigma}_s = mi(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = mi(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{Acier rond lisse} \\ 1,6 & \rightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

Chapitre II :
Pré-dimensionnement et
descente des charges

II.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure ; poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré dimensionnement.

Il serait fait selon les règles techniques Algériennes CBA 93 et PRA (VERSION 2003), tout en respectant l'économie et la sécurité.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1 Murs :

➤ Murs extérieurs :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

1. Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{KN/m}^3$)..... 0,40KN/m²
2. Parois en brique creuse ($e=15\text{cm}$).....1,30KN/m²
3. Lambe d'air ($e=5\text{cm}$).....0,00KN/m²
4. Parois en briques creuses ($e=10\text{cm}$).....0,90KN/m²
5. Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{KN/m}^3$)..... 0,40KN/m²

$$\mathbf{G=3,00KN/m^2}$$

➤ Murs intérieurs (simple parois) :

1. Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{KN/m}^3$)..... 0,40KN/m²
2. Parois en briques creuses ($e=10\text{cm}$).....0,90 KN/m²
3. Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....0,40KN/m²

$$\mathbf{G=1,70 KN/m^2}$$

II.2.2. Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur rôle est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers. Le pré dimensionnement des poutres s'effectue selon des formules empiriques données par le BAEL91 et vérifiées par la suite selon le **RPA99, V2003**.

→ Critère de la flèche d'après le BAEL 91 :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

et

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L_{max} : distance entre les axes des poteaux, on choisie la plus grand portée.

h: la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

a) **Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003 :**

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b < 4$

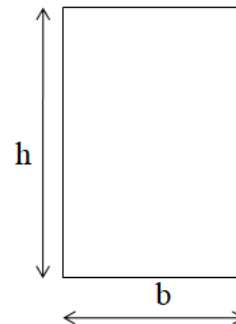


Fig.II.1 : Section transversale d'une poutre

Poutres principales :

Elles supportent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a : L = 4,50 m

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \\ 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

1.1

1.2 Donc la section de la poutre principale (30x40) cm²

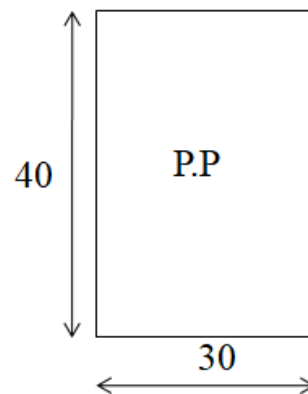


Fig.II.2 : Section transversale d'une poutre principale

R.P.A 99 version 2003 :

$b \geq 20$ cm \Rightarrow 30 cm > 20 cmcondition vérifiée.

$h \geq 30$ cm \Rightarrow 40 cm > 30 cmcondition vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$condition vérifiée.

Poutres secondaires :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

On a : **L = 4,40 m**

Donc : $\begin{cases} \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \\ 29,33\text{cm} \leq h \leq 44,0 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h= 40 \text{ cm}}$

et $\begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend: } \mathbf{b= 30 \text{ cm}}$

Donc la section de la poutre principale (30x40)

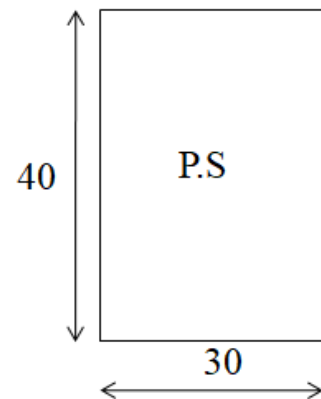


Fig.II.3 : Section transversale d'une poutre secondaire

R.P.A 99 version2003 :

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

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres

Poutres	Poutres principales (b×h) en cm ²	Poutres secondaires (b×h) en cm ²
Dimension	(30x40) cm ²	(30x40) cm ²

II.2.2 Pré-dimensionnement des Planchers :

On utilise deux types de plancher :

- Planchers à corps creux : du 1^{er} au 10^{ème} étage.
- Planchers à dalle pleine : R.D.C, Sous-sol

II.2.2.1 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 présente une bonne isolation thermique et acoustique.

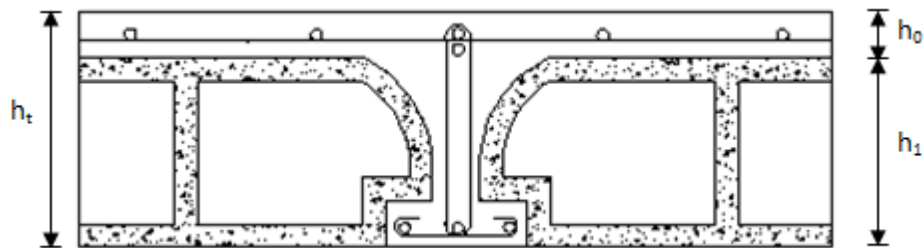


Fig.II.4 : coupe transversale d'un plancher a corps creux

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_1 : Epaisseur du corps creux.

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

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

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

On a : $L_{\max} = (450 - 40) \text{ cm} = 410 \text{ cm}$

$L = 410 \text{ cm} \rightarrow 16.4 \text{ cm} \leq h_t \leq 20.5 \text{ cm} \rightarrow$ On prendra: $h_t = (16 + 4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$.

3.2- Plancher à dalle pleine :

On utilise des dalles pleines aux niveaux des planchers (haut et bas) du rez-de-chaussée, car à ce niveau, nous avons une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs en vue d'obtenir une grande valeur de l'effort au niveau inférieur.

Le plancher est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement.

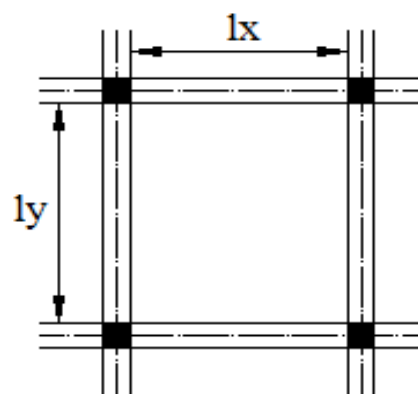


Fig.II.5 : Dimensions d'un panneau de dalle.

Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par:

➤ **Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :**

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$
- La charge doit être uniformément répartie.

$$\rightarrow \frac{L_x}{35} \leq h_d \leq \frac{L_x}{30}$$

➤ **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:**

- $0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$
- La charge est uniformément répartie.
- Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

Quelque soit la valeur de ρ

$$\rightarrow \frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

❖ Pour nos projet ; nous avons Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3,35\text{m} \quad ; \quad L_y = 4.00\text{m}$$

$$0.4 \leq \rho = \frac{335}{400} \leq 1$$

$0.4 \leq \rho = 0.84 \leq 1 \rightarrow$ Donc la dalle porte suivant les deux sens

$$\rightarrow \frac{335}{50} \leq h_d \leq \frac{400}{40}$$

$\rightarrow 6.67\text{cm} \leq h_d \leq 8.38\text{cm} \rightarrow$ On prend $h_d = 8\text{cm}$.

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

➤ **Condition d'isolation acoustique:**

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \rightarrow h_d = 14\text{cm}$.
- Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d \geq 400\text{Kg/m}^2 \rightarrow h_d = 16\text{cm}$.

➤ **Condition de sécurité en matière d'incendie:**

- Pour une heure de coupe de feu $\rightarrow h_d = 7\text{cm}$.
- Pour deux heures de coupe de feu $\rightarrow h_d = 11\text{cm}$.

- Pour quatre heures de coupe de feu $\rightarrow h_d = 17.5\text{cm}$.
- Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la

✓ **Conclusion :**

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine : $h_d = 18\text{ cm}$

II.3 Descente des charges :

Le calcul de descente des charges consiste à répertorier et à reprendre l'ensemble des charges à tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter au niveau du sol d'assise. Il prend en compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles.

Ces charges peuvent être réparties uniformément ou non sur un élément de construction (plancher ou poutre) ou concentrées: appuis d'une solive sur une poutre par exemple.

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

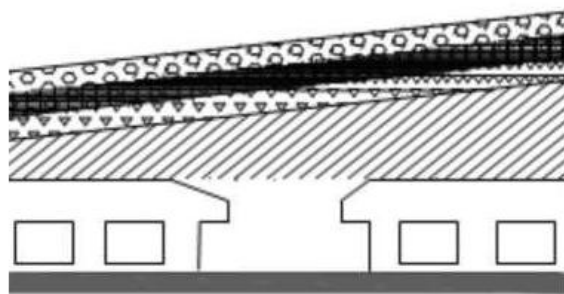


Fig.II.6 : Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible).

1. Gravier roulé de protection (4 cm)	$0,04 \times 20 = 0.80\text{ KN/m}^2$
2. Étanchéité multicouche (4 cm)	$0,04 \times 3 = 0.12\text{ KN/m}^2$
3. Forme de pente en béton (11 cm)	$0,11 \times 22 = 2.42\text{ KN/m}^2$
4. Isolation thermique polyane, polystyrène (4 cm).....	$0,04 \times 4 = 0.16\text{ KN/m}^2$
5. Corps creux (16+4 cm)	$= 2.80\text{ KN/m}^2$
6. Enduit au ciment (2 cm)	$0,02 \times 10 = 0.20\text{ KN/m}^2$

Charges permanentes $\rightarrow G = 6.50\text{KN/m}^2$

Charges d'exploitations $\rightarrow Q = 1.00\text{ KN/m}^2$

4.3. Plancher étage courant :

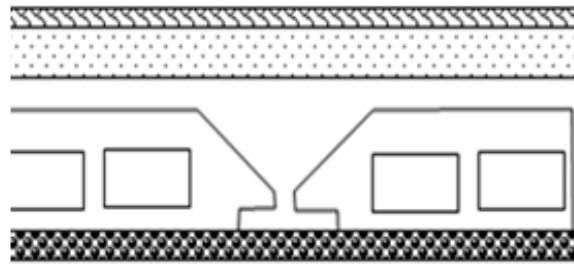


Fig.II.7 : Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.

1. Dalle de sol.....	=0.24 KN/m ²
2. Mortier de pose (2 cm)	0,02 × 20 = 0.4 KN/m ²
3. Lit de sable (2 cm)	0,02 × 18 = 0.36 KN/m ²
4. Corps creux (16+4) cm.....	= 2.80 KN/m ²
5. Enduit au ciment (2 cm)	0,02 × 10 = 0.20 KN/m ²
Cloisons intérieure (10 cm)	0,01 × 10= 1.50 KN/m ²

Charges permanentes → $G = 5.00 \text{ KN/m}^2$
 Charges d'exploitations → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

II.3.3 Dalle pleine du RDC et le sous-sol :



Fig.II.8 : Section transversale d'un plancher à dalle pleine.

1. Dalle de sol	= 0,24 KN/m ²
2. Mortier de pose (2 cm)	0,02 × 20 = 0,40 KN/m ²
3. Lit de sable (2 cm)	0,02 × 18 = 0,36 KN/m ²
4. Dalle pleine (e = 16 cm)	0,16 × 25 = 4 KN/m ²
5. Enduit plâtre (2 cm)	0,02 × 10 = 0,20 KN/m ²
Cloisons légères	= 0,75 KN/m ²

Charges permanentes → $G = 5.95 \text{ KN/m}^2$
 Charges d'exploitations → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

II.4.Poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, on suppose que le poteau soit soumis à une compression centrée, le calcul basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité dans notre structure, la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux le poteau.

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance, et vérifier les conditions du RPA.99 ainsi que la condition de flambement (stabilité).

b) Critère de résistance

Les règles BAEL91 (artB8.4.1) proposent une formule forfaitaire donnant l'effort normal ultime qui peut supporter un poteau d'élanement inférieur a 70 :

$$N_u = \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : section réduite du béton en déduisant 1cm sur le pourtour de la section droite pour un poteau rectangle de cotes b et a:

$$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)$$

γ_{be} et γ_s : Coefficient, égaux respectivement à 1.5 (artA4.3.41) et 1.15 (artA4.3.2) pour le béton et l'acier en combinaisons fondamentales et 1.15 et 1.00 en combinaisons accidentelles

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique) $f_e = 400$ Mpa.

A : Section d'acier longitudinale au moins égal a 0,8% de la section totale :

$$A/B_r = 0,8\%.$$

α : Coefficient qui prend en compte l'élanement λ du poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times (\lambda / 35)^2\right]} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left[\frac{50}{\lambda} \right]^2 \quad 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prend $\lambda = 35$.

α est divisé par un coefficient (réduction complémentaire) qui est égale à :

- 1,1 : Quand plus que la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- 1,2 : Quand plus que la moitié des charges est appliquée avant 28 jours.

Dans notre cas les charges sont appliquées après 90 jours on prend le coefficient complémentaire =1. (Art B 8.4.1 BAEL91).

N_u : effort normal apporté par les différents niveaux.

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \cdot \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)} \Rightarrow B_r = 0.064 \cdot N_u$$

⇒ On adopte la section minimale exigée par le RPA99 pour la zone IIa. (Article 7.4.1).

c) Loi de dégression :

Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est strictement supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression. Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

$Q_1; Q_2; Q_3 \dots Q_n$: Surcharges relatives aux planchers 1, 2, 3, ..., n, à partir du sommet du bâtiment.

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression d'après (DTR BC.2.2)

page 16

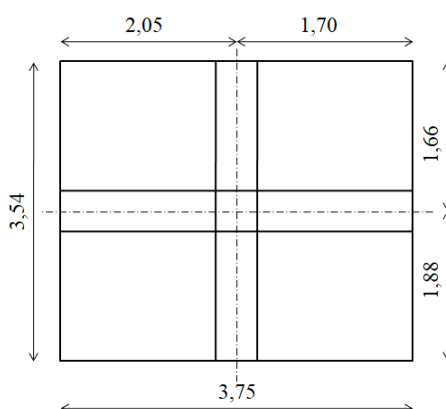
- sous le toit ou la terrasse : Q_0
- sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q_1$
- sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ - sous le troisième étage ($i = 3$) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- sous le quatrième étage ($i = 4$) : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- sous le cinquième étage ($i = 5$) : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- sous le sixième étage ($i = 6$) : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- sous le septième étage et sous les suivants ($i \geq 7$) : $Q_0 + \frac{3+i}{2i} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots Q_i)$

Tableau II.2 : récapitulatif des charges et des surcharges cumulées

Etages	Q (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Terrasse	1,00	6,50
9 ^{ème} étage	2,50	11,50
8 ^{ème} étage	3,85	16,50
7 ^{ème} étage	5,05	21,50
6 ^{ème} étage	6,10	26,50
5 ^{ème} étage	7,00	31,50
4 ^{ème} étage	7,75	36,50
3 ^{ème} étage	8,50	41,50
2 ^{ème} étage	9,25	46,50
1 ^{er} étage	10,00	50,00
R.D.C	10,75	50,00
Sous-sol	11,50	55,00

d) Calcul de l'effort normal de compression N_u à l'E.L.U.R (sous-sol) :

a) Détermination de la surface afférente

**Fig.II.9** : Surface afférente au poteau le plus sollicité

$$S_{\text{aff}} = (2,05 + 1,70) \times (2,06 + 1,88)$$

$$S_{\text{aff}} = 13,275 \text{ m}^2$$

- La longueur afférente de poutre principale : $L_{\text{aff}}=3,54$ m
- La longueur afférente de poutre secondaire : $L_{\text{aff}}=3,75$ m
- poids propre des poutres principales et secondaires

P_p (poutre principale) : $25 \times 0,3 \times 0,4 = 3$ KN/ml

P_s (poutre secondaire) : $25 \times 0,3 \times 0,4 = 3$ KN/ml

b) Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_p \times L_{\text{af}}(pp) + P_s \times L_{\text{af}}(ps)$$

$$P_t = 3(3,54) + 3(3,75) = 21,87 \text{ kN}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n$$

avec : n nombre d'étage

$$N_p = 1,35 \times 21,87 \times 12 = 354,29 \text{ KN}$$

c) Poids propre de plancher :

$$G_{\text{cumulé}} = 55,00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 11,50 \text{ KN/m}^2$$

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

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times 55 + 1,5 \times 11,50) \times 13,275$$

$$N_{\text{plancher}} = 303,24 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_n = 1,15(N_{\text{plancher}} + N_p)$$

$$N_u = 1,15 \times (303,24 + 354,29)$$

$$N_u = 756,16 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N_u \Rightarrow Br \geq 0,6613690 \cdot N_u$$

$$B_r = (a - 2)^2 \geq 1179,24 \rightarrow a = 36,35 \text{ cm}$$

La section de poteau de ce niveau est $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

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

• Vérification des dimensions

- $\min(a,b) \geq 25 \rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm (zone II}_a) \rightarrow$ Condition vérifiée

- $\min(a,b) \geq \frac{he}{20} \rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Avec : h_e = hauteur libre de l'étage = 3,06 m

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

Tableau II.3 : Dimensions de sections des poteaux

Etages	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
Térasse	40×40	40	C.v	15.3	C.v	1	C.v
9 ^{ème}		40	C.v	15.3	C.v	1	C.v
8 ^{ème}	45×45	45	C.v	15.3	C.v	1	C.v
7 ^{ème}		45	C.v	15.3	C.v	1	C.v
6 ^{ème}		45	C.v	15.3	C.v	1	C.v
5 ^{ème}	50×50	50	C.v	15.3	C.v	1	C.v
4 ^{ème}		50	C.v	15.3	C.v	1	C.v
3 ^{ème}		50	C.v	15.3	C.v	1	C.v
2 ^{ème}	55×55	55	C.v	15.3	C.v	1	C.v
1 ^{er}		55	C.v	15.3	C.v	1	C.v
R.D.C		55	C.v	15.3	C.v	1	C.v
S/sol		55	C.v	15.3	C.v	1	C.v

e) Critère de flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ (Article B 8.4.1 BAEL91)}$$

Avec :

λ : L'élancement mécanique d'une pièce comprimée

l_f : Longueur de flambement d'une pièce $l_f = 0.7 \times l_0$ (Article B 8.3.31 BAEL91).

l_0 : Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à

la face supérieure du premier plancher (Article B.3.1 BAEL91).

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

i : Rayon de giration de la section droite du béton seul.

$$i = \left(\frac{I}{B} \right)^{1/2} ; \quad I : \text{Moment d'inertie}$$

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12} ; \quad B : \text{Section du béton}$$

Tableau II.4 : Vérification de la condition de RPA99 et de flambement

niveau	Poteau	L_0 (cm)	L_f (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm)	λ
Térasse	40×40	40	214,2	125052,083	1225	10,10	21,20
9 ^{eme}		40	214,2	125052,083	1225	10,10	21,20
8 ^{eme}	45×45	45	214,2	213333,30	1600	11,55	18,56
7 ^{eme}		45	214,2	213333,30	1600	11,55	18,56
6 ^{eme}		45	214,2	213333,30	1600	11,55	18,56
5 ^{eme}	50×50	50	214,2	341718,75	2025	12,99	16,48
4 ^{eme}		50	214,2	341718,75	2025	12,99	16,48
3 ^{eme}		50	214,2	341718,75	2025	12,99	16,48
2 ^{eme}	55×55	55	214,2	520833,30	2500	14,40	14,87
1 ^{er}		55	214,2	520833,30	2500	14,40	14,87
R.D.C		55	214,2	520833,30	2500	14,40	14,87
Sous-sol		55	214,2	520833,30	2500	14,40	14,87

II.5 Voiles :

Les voiles de contreventement :

D'après l'article 7.7.1/ RPA 99, V2003 les murs en béton armé sont considérés comme des voiles si les conditions suivantes sont satisfaites :

1^{ere} condition : La condition $\frac{L}{e} \geq 4$ doit être vérifiée.

Avec :

L : Largeur du voile correspond à la portée minimale

e : L'épaisseur du voile de contreventement

h_e : La hauteur libre d'étage

h : Hauteur libre d'étage

h_0 : L'épaisseur du plancher

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

2^{ème} condition : L'épaisseur minimale est de $e_{min} = 15$ cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de :

Tableau II.5 : Dimension de voile

Niveau	Longueur L [cm]	Hauteur h_e [cm]	Épaisseur minimale e_{min} [cm]	Épaisseur	Condition RPA99, V2003	Épaisseur adoptée e [cm]
				Max (e_{min} ; $h_e/20$)	$\frac{L}{e} \geq 4$	
RDC → 9^{ème} étage	568	286	15	15	Vérifiée	20

Chapitre III :

Étude des planchers

III.1 .Introduction :

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. résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;
2. reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs en périphérie de sous-sol enterré et répartition de ces efforts aux Éléments porteurs ;
3. séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique ;
4. protection des personnes contre les risques d'incendie.

III.2 .Plancher corps creux :

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

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T renversé comportant des aciers de liaison avec la dalle de répartition.
- L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges

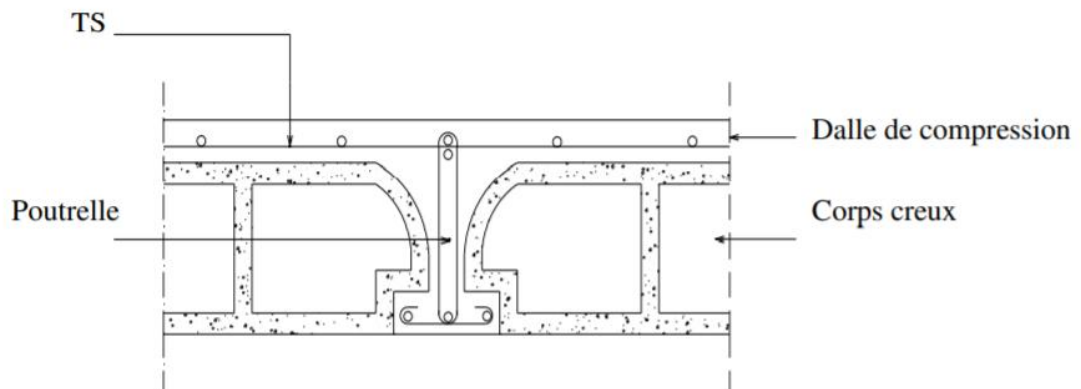
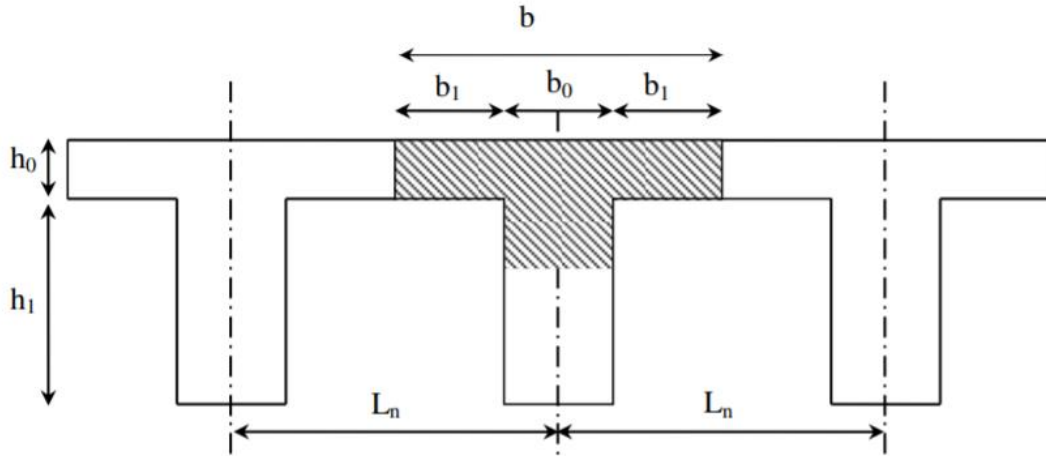


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Pré dimensionnement des poutrelles :

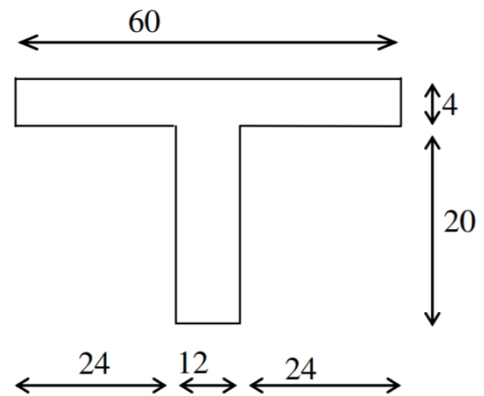
Fig.III.2 : dimension des poutrelles



$$\begin{cases} h_t = 20cm \\ h_1 = 16cm \\ h_0 = 4cm \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_t \leq \frac{(L_n - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b \leq 8h_0 \end{cases}$$



III.3 : Section de calcul

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60cm$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3]

L : la portée entre nus d'appuis ($L = 4.10m$)

h_0 : la hauteur de la nervure

b_0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12cm$).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_t \leq \frac{(60 - 12)}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{4,10}{10} = 41 \text{ cm} \\ 24 \leq b \leq 32 \end{array} \right.$$

Donc : $b_1 \leq \min(24; 41; 28) = 24 \text{ cm}$

On prend $b_1 = 24 \text{ m}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 / m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}

33 cm (3 / m) pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{array}{l} \blacksquare \text{ Si } L_n \leq 50 \text{ cm alors } \\ \blacksquare \text{ Si } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm alors } \end{array} \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{//} \geq \frac{Ac}{2} \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\perp} \geq \frac{Ac}{2} \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : écartement entre axes des nervures ;

f_e : limite d'élasticité en Mpa ($f_e = 520 \text{ Mpa}$) ;

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures ;

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures.

a. Armature perpendiculaires aux nervures :

Dans notre planche, on a :

$$L_n = 60 \Rightarrow 50 \leq L_n \leq 80$$

Donc :

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

Choix des armatures :

$$5T6/\text{m} \rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

b. Armature parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :

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

Choix des armatures :

$$5T6/\text{m} \rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS $\phi 4$ (200 \times 200) mm²

Etude des poutrelles :

Caractéristiques des planchers :

Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU} : q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b \quad ; \quad \text{ELS} : q_{ser} = (G + Q) \times b$$

Tableau.III.1 : les Schémas statiques des poutrelles.

Type de plancher	b (m)	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	q _u [KN/m ²]	q _{ser} [KN/m ²]
Terrasse	0,60	6,50	1,00	6,17	4,50
Étage courant	0,60	5,00	1,50	5,40	3,90

Types	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Méthode de calcul :

Le règlement **BAEL 91** propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (**M** et **T**) en appui et en travée. Il existe deux méthodes à utiliser :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot minorée.

a. Méthode forfaitaire :

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$).
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- le rapport des portées successives soit compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est peu préjudiciable.

b. Méthode de Caquot minorée:

Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur

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

➤ **Principe de la méthode : [CBA93/ B 6.2, 221] :**

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série de poutres à deux travées une fois hyperstatique.

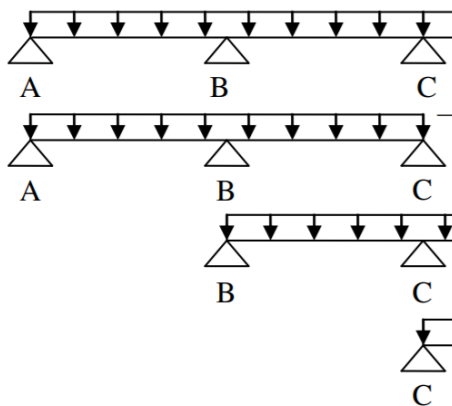
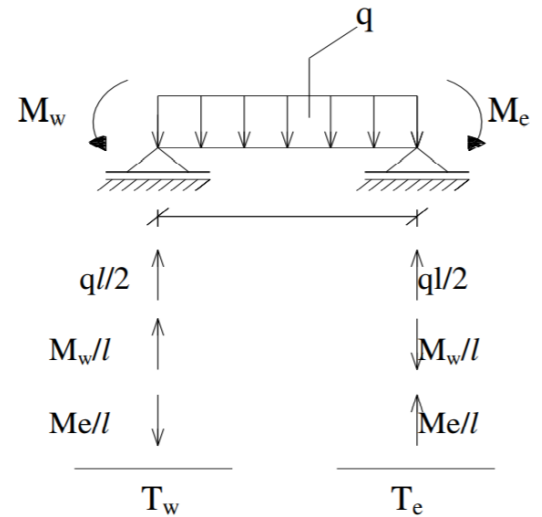
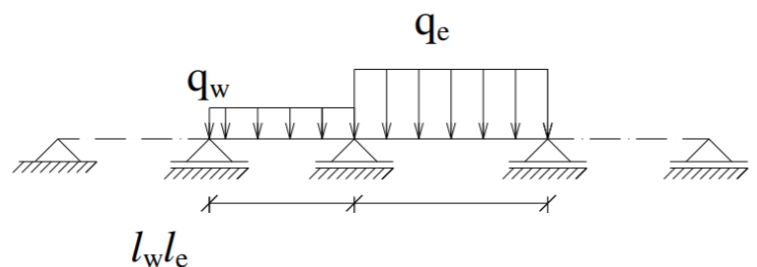


Fig.III.4 : Représentation de la méthode de Caquot.

- **Moments sur appuis intermédiaires :**

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



FFig.III.5 : Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$ pour une travée de rive ;

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

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

l : la portée réelle de la travée ;

- **Moments en travées :**

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right) M_w + \frac{x}{l} M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (moment isostatique).

M_w et M_e : moments sur appuis de gauche et de droite (west et east) de la travée.

x : abscisse varie de 0 à l .

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

- **Effort tranchant:**

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

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

Détermination des sollicitations :

On prend le 1^{er} type comme exemple de calcul.

➤ **Etude de 1^{er} type :(étage courant)**

Schéma statique :

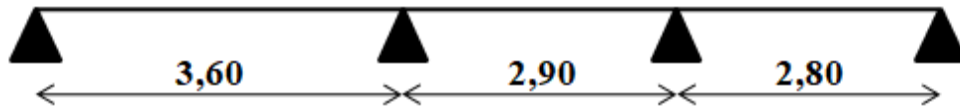


Fig.III.6 : Schéma statique de poutrelles type 1

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

On va vérifier les conditions suivantes :

1. La surcharge $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5 ; 5) \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée
2. Les moments d'inertie des sections transversales ("I") sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow Condition vérifiée
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 < \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,60}{2,90} = 1,24 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. La fissuration est peu préjudiciable \rightarrow Condition vérifiée

Conclusion : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées pour le 1^{er} et 4^{ème} types de poutrelles.

Application de la méthode forfaitaire :

Portée (m)	3,6	2,9	2,8
G : permanentes (daN/m)	300	300	300
Q : exploitation (daN/m)	90	90	90
Pu= (1.35G + 1.5Q) charge ELU en (daN/m)	540,00	540,00	540,00
Ps= (G + Q) charge ELS en (daN/m)	390,00	390,00	390,00

Calcul des moments à l'ELU (daN.m)

M(iso) travée ELU (Pu)	874,80	567,68	529,20
Ma (appui) daN.m	-437,40	-437,40	-227,07
Mt (travée) en daN.m	555,19	360,28	335,86
α (travée)	0,231	0,231	0,231
Mt+(Mw+Me)/2	992,59	692,51	502,31
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	935,42	607,02	565,87
Condition (Ligne31>Ligne32)	Vérifiée	Vérifiée	NonVérifiée
Mt (travée à prendre) en daN.m	555,19	360,28	399,42

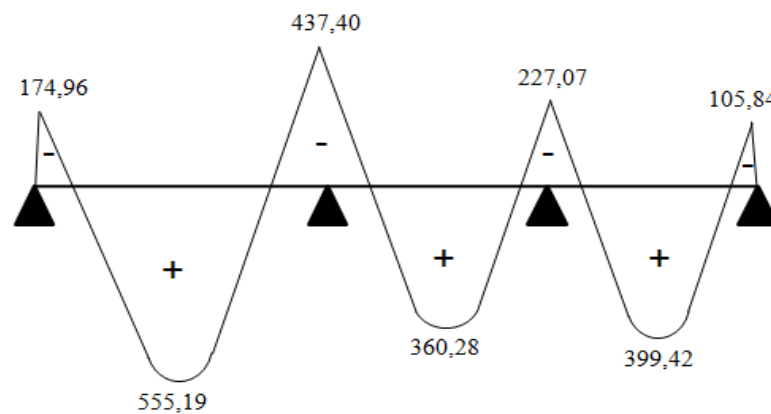


Fig.III.7 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

Diagramme des efforts tranchants : (en daN)

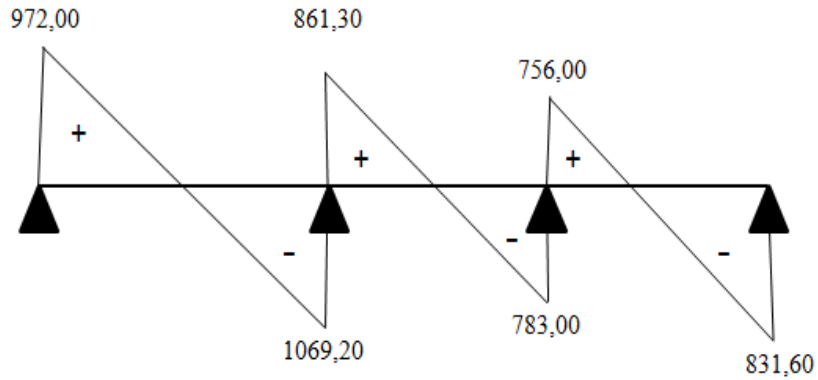


Fig.III.7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

Calcul des moments à l'ELS (daN.m)

M(iso) travée ELU (Pu)	631,800	409,988	382,200
Ma (appui) daN.m	-126,36	-315,90	-164,00
Mt (travée) en daN.m	400,97	260,20	242,56
α (travée)	0,231	0,231	0,231
$Mt+(Mw+Me)/2$	622,10	500,15	362,78
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	675,58	438,40	408,69
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée
Mt (travée à prendre) en daN.m	454,45	260,20	288,47

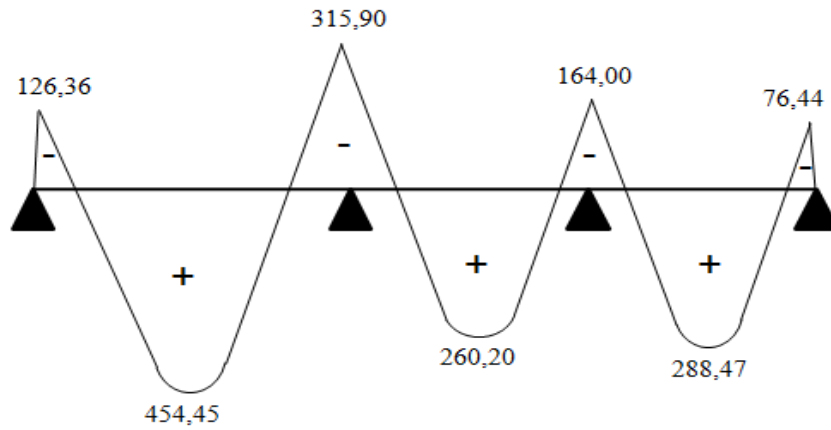


Fig.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELS

Diagramme des efforts tranchants : (en daN)

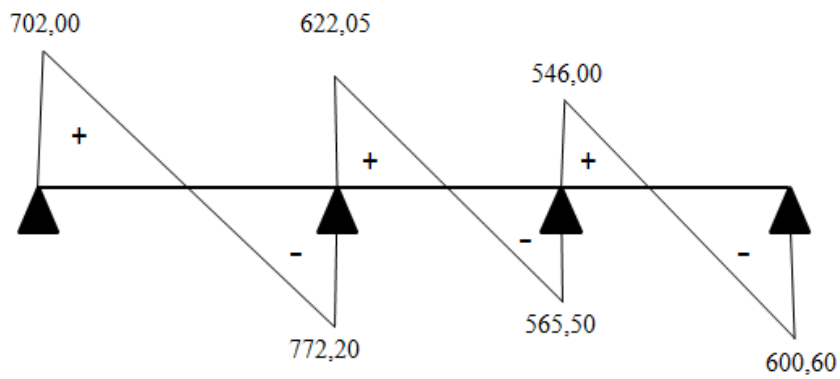


Fig.III.9 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

Résultant :

Appui	1	2	3	4
ELU (daN.m)	-174,96	-437,40	-227,07	-105,84
ELS (daN.m)	-126,36	-315,90	-164,00	-76,44

Travée	1-2	2-3	3-4
ELU (daN.m)	555,19	360,28	399,42
ELS (daN.m)	454,45	260,20	288,47

On prend le 1^{er} type comme exemple de calcul.

➤ **Etude de 4^{ème} type :(terrasse inaccessible)**

Schéma statique :



Fig.III.10 : Schéma statique de poutrelles type 4

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

On va vérifier les conditions suivantes :

1. La surcharge $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6,5 ; 5) \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée
2. Les moments d'inertie des sections transversales ("I") sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow Condition vérifiée
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 < \frac{L_1}{L_2} = \frac{2,90}{2,80} = 1,04 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. La fissuration est peu préjudiciable \rightarrow Condition vérifiée

Conclusion : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées pour le 1^{er} et 4^{ème} types de poutrelles.

Application de la méthode forfaitaire :

Portée (m)	2,9	2,8
G : permanentes (daN/m)	390	390
Q : exploitation (daN/m)	60	60
Pu= (1.35G + 1.5Q) charge ELU en (daN/m)	616,5	616,5
Ps= (G + Q) charge ELS en (daN/m)	450,00	450,00
$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	/	0,97

Calcul des moments à l'ELU (daN.m)

M(iso) travée ELU (Pu)	648,10	604,17
Ma (appui) daN.m	-129,62	-388,86 -120,83
Mt (travée) en daN.m	401,82	374,59
α (travée)	0,133	0,133
Mt+(Mw+Me)/2	661,06	629,43
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	680,50	634,38
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non Vérifiée	Non Vérifiée
Mt (travée à prendre) en daN.m	421,26	379,53

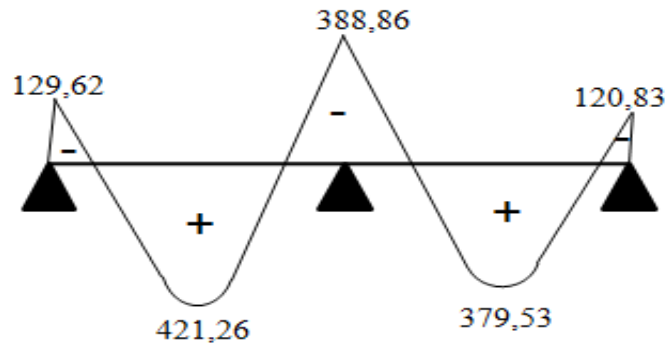


Fig.III.11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

Diagramme des efforts tranchants : (en daN)

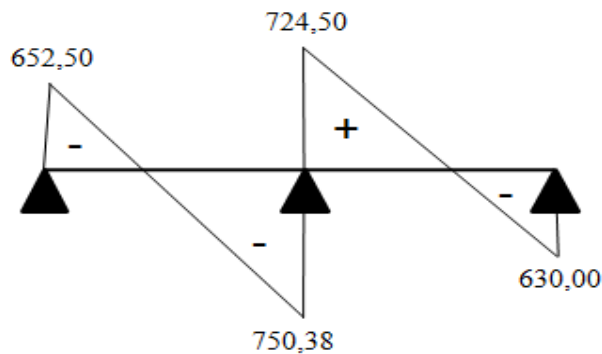


Fig.III.12 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

Calcul des moments à l'ELS (daN.m)

M(iso) travée ELU (Pu)	473,0625	441	
Ma (appui) daN.m	-94,61	-283,84	-88,20
Mt (travée) en daN.m	293,30	273,42	
α (travée)	482,52	459,44	
$Mt+(Mw+Me)/2$	496,72	634,38	
Maxi (1+0.3 α)Mo;1.05Mo	Non Vérifiée	Non Vérifiée	
Condition (Ligne31>Ligne32)	307,49	448,36	
Mt (travée à prendre) en daN.m	307,49	448,36	

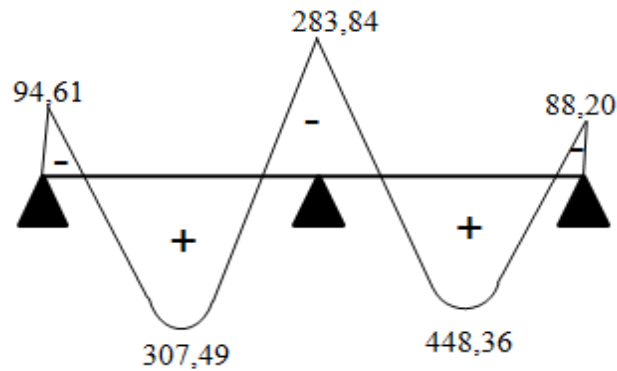


Fig.III.13 : Diagramme des moments fléchissant à ELS

Diagramme des efforts tranchants : (en daN)

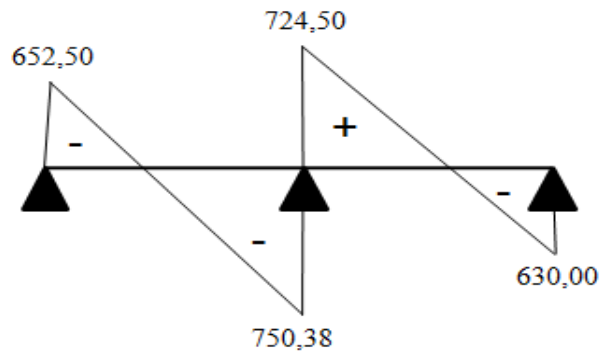


Fig.III.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-129,62	-388,86	-120,83
ELS (daN.m)	-94,61	-283,84	-88,20

Travée	1-2	2-3
ELU (daN.m)	421,26	379,53
ELS (daN.m)	307,49	448,36

Conclusion : Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas le plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximaux.

D'après le tableau ci-dessus : on obtient les résultats maximaux suivants :

M_t : moments maximums en travée.

M_a : moment maximums sur appuis.

T_{max} : efforts tranchants maximums.

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [KN.m]		Moment en travée [KN.m]		Effort tranchant [KN.m]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Étage courant	Type 1	Forfaitaire	-3,406	-2,459	3,603	2,602	7,830
	Type 2	Caquot minorée	-3,333	-2,387	4,480	3,207	7,391
	Type 3		-6,772	-4,849	4,010	2,700	9,345
	Type 4	Forfaitaire	-4,374	-3,159	5,552	4,545	7,220
	Type 5	Caquot minorée	-5,235	-3,749	5,464	3,769	8,981
Terrasse inaccessible	Type 1	Forfaitaire	-4,994	-3,645	6,338	4,624	8,631
	Type 2	Caquot minorée	-4,057	-2,944	4,327	3,140	8,599
	Type 3		-3,234	-2,346	4,111	2,983	7,828
	Type 4	Forfaitaire	-3,889	-2,838	4,213	4,484	7,504
	Type 5	Caquot minorée	-5,700	-4,136	5,655	4,321	8,599

Détermination des armatures :

❖ En travée :

➤ Etat limite ultime(ELU):

$$M_t^u = 5,551 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$M_T = 14,2 \times 0,6 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \Rightarrow M_T = 54,53 \text{ KN.m}$$

$$M_T = 54,53 \text{ KN.m} > M_t^u = 5,551 \text{ KN.m}$$

→ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5551}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5551}{348 \times 0,998 \times 18} = 0,89 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (0,89 ; 0,22) \Rightarrow A_t^u = 0,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^s = 4,545 \text{ KN.m}$$

↪ Flexion simple

↪ Section rectangulaire avec $\text{Á}\text{Á}$

↪ Acier FeE400

↪ Fissuration peu nuisible

$$\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{5,551}{4,545} = 1,22$$

$$\alpha = 0,025 < \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,361 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Choix des armatures :

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :**➤ Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_a^u = -6,77 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6772}{14,2 \times 10 \times 18^2} = 0,147$$

$$\mu = 0,147 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\hat{\alpha} \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,199$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,920$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6772}{348 \times 0,920 \times 18} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (1,18 ; 0,22) \Rightarrow A_a^u = 1,18 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^s = -4,849 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> ↪ Flexion simple ↪ Section rectangulaire avec $\hat{\alpha}$ ↪ Acier FeE400 ↪ Fissuration peu nuisible 	}	$\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
--	---	--

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{6,772}{4,849} = 1,39$$

$$\alpha = 0,199 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Choix des armatures :

$$1T12 + 1T10 \rightarrow A_a = 1,92\text{cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

$$T^{max} = 9,345 \text{ kN} = 9345 \text{ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Vérifier si : } T_u^{max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_c 28$$

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

$$T_u = 9345 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 100 = 129762\text{N}$$

L'effort tranchant n'a pas une influence aux voisinages des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

$$\text{Vérifier si : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A = 2,35\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(9345 + \frac{6770}{0,9 \times 18} \right) 10^{-2} = 0,28 \dots \text{CV}$$

\Rightarrow Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Vérifier si : } \tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \times d} = \frac{9345}{12 \times 18 \times 100} = 0,43\text{Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{Mpa} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t^{min} \right]$$

$$\phi_t \leq \min[0,57 ; 1,2 ; 1,2] = 0,57\text{cm}$$

Armatures ronds lisse $\phi_t = 6mm$ avec une nuance d'acier FeE235.

Chois : $A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

e. **Espacement des armatures transversales δ_t :**

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \quad (\text{Flexion simple}) \\ \alpha = 90 \end{array} \right.$$

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b_0 \times \sin\alpha} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12 \times 1} = 27,42\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{13}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times K}{0,8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

Donc :

$$\delta_{13} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,43 - (0,3 \times 2,1))} = 43,87 \text{ cm}$$

Conclusion :

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

On prend : $\delta_t = 15\text{cm}$

Tableau III.3 : Ferrailage des poutrelles

			Armature longitudinale		Choix des armatures	Armature transversale	Disposition des Armatures
			M (KN.m)	A _l (cm ²)			
Plancher courant	En travée	ELU	5,551	0,89	3T10 A _t = 2,36cm ²	2Ø6 A _t = 0,56cm ²	
		ELS	4,545	Vérifiée			
	En appuis	ELU	-6,77	1,18	1T12 + 1T10 A _a = 1,92cm ²		
		ELS	-4,849	Vérifiée			
Plancher terrasse	En travée	ELU			3T10 A _t = 2,36cm ²	2Ø6 A _t = 0,56cm ²	
		ELS					
	En appuis	ELU			1T12 + 1T10 A _a = 1,92cm ²		
		ELS					

Vérification de la flèche :

D'après les règles, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

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

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Vérification des conditions :

a) $\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0,0645 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{CV}$

b) $\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0,0645 > \frac{1}{10} \times \frac{5551}{8748} = 0,0635 \rightarrow \text{CV}$

c) $\frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0108 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{CNV}$

Conclusion : Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :

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

g : La charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 6.50 \text{KN} / \text{m}^2$$

J : La charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$J = 6.50 \text{KN} / \text{m}^2$$

P : La charge totale (P = G + Q).

$$P = (6.50 \text{KN} + 1,00) = 7,50 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$G = 6500 \times 0,60 = 3900 \text{N} / \text{m}_1$$

$$\text{Pour } b = 0,6\text{m} \left\{ \begin{array}{l} P = 7500 \times 0,60 = 4500 \text{N} / \text{ml} \\ J = 6500 \times 0,60 = 3900 \text{N} / \text{ml} \end{array} \right.$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,80 \cdot \frac{G \cdot l^2}{8} = 0,80 \cdot \frac{3900 \cdot 4^2}{8} = 6240 \text{N} \cdot \text{m} \\ M_P = 0,80 \cdot \frac{P \cdot l^2}{8} = 0,80 \cdot \frac{4500 \cdot 4^2}{8} = 7200 \text{N} \cdot \text{m} \\ M_J = 0,80 \cdot \frac{J \cdot l^2}{8} = 0,80 \cdot \frac{3900 \cdot 4^2}{8} = 6240 \text{N} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

Module de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ Mpa}$$

$$E_V = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

Détermination du centre de gravité:

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

$$V_1 = \frac{(60 \times 4) \times \left(\frac{4}{2}\right) + \left[(20 - 4) \times 12 \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right] + 15 \times 2,36 \times 18}{(60 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,36} = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,68 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} - \frac{b - b_0)(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times V_2^3 + n \times A \times (d - v_1)^2$$

$$I_0 = 19451,65 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures:

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

D'après le BAEL91 $\beta_1 = 0,856$

Calcul des contraintes suivant les sollicitations:

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{6240}{2,36 \cdot 0,856 \cdot 18} = 172,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{7200}{2,36 \cdot 0,856 \cdot 18} = 198,85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \sigma_{sg} = 172,33 \text{ Mpa}$$

Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 172,33 + 2,1} \right] = 0,62$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 198,85 + 2,1} \right] = 0,66$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,62$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,011} = 3,67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,011} = 1,47$$

$$I_{fi}^g = I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 19451,65}{(1 + 3,67 \times 0,62)} = 6532,58 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 19451,65}{(1 + 1,47 \times 0,62)} = 11267,41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 19451,65}{(1 + 3,67 \times 0,66)} = 6252,36 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{6240 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 6532,58} = 0,48 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{6240 \times 400^2}{10 \times 10818,87 \times 11267,41} = 0,82 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{7200 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 6532,58} = 0,55 \text{ cm}$$

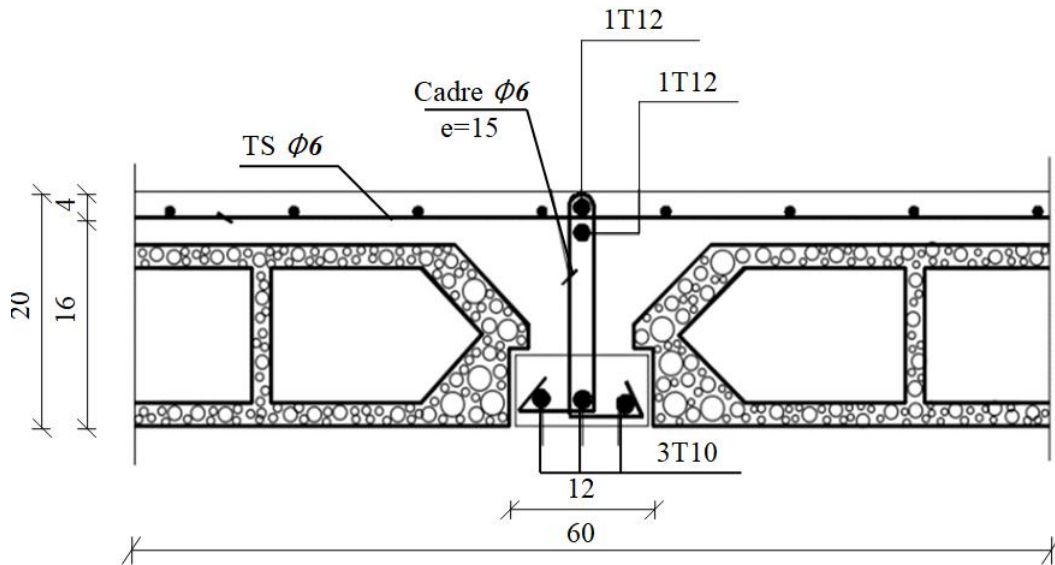
La flèche totale :

$$\Delta f_t = [f_{gv} - f_{gi}] + [f_{pi} - f_{gi}] = (0,82 - 0,48) + (0,55 - 0,48) = 0,41 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$\text{Pour } L=400 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{t \max} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = 0,41 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = 0,8 \Rightarrow \text{ la flèche est vérifiée}$$



III.6. Plancher à dalle pleine :

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

III.6.1. Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- Pour $\rho < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens (**Fig.a**)
- Pour $0.4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions (**Fig.b**).

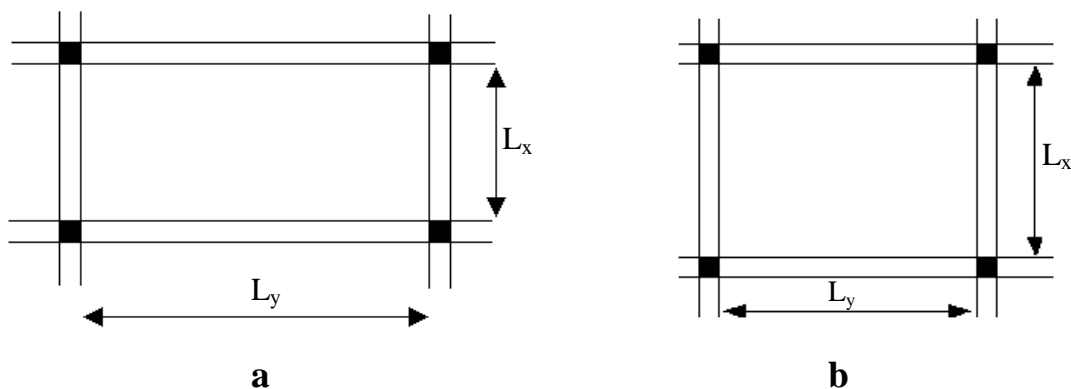


Fig.III.15 : Dimensions d'un panneau de dalle.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre.II**) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

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

[BAEL91]

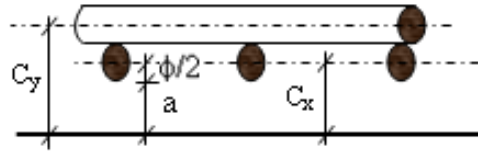


Fig.III.16 : Enrobage

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10}$$

Avec : $h_d = 18\text{cm}$.

$$\phi_{max} \leq \frac{18}{10} = 1,8\text{cm}$$

\Rightarrow On prendra : $\phi_{max} = 10\text{mm}$

Calcul de l'enrobage :

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

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

• Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 18 - 1.5 = 16.5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 18 - 2.5 = 15.5\text{cm}$$

- Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

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

$$G = 5,95 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \quad ;$$

a. Combinaison fondamentales :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5,95 + 1.5 \times 2,50 = 10,283 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 10,283 \text{ KN/m}_L.$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 5,95 + 2,50 = 7,45 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times 1.00 = 7,45 \text{ KN/m}_L.$$

b. Calcul des sollicitations :➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times M_y^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec μ_x et $\mu_y = f(\rho ; \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 & \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

III.3.3- Calcul des moments fléchissant :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4 : Tableaux des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du plancher

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport LxLy	Appuis sur	ELU ($v=0$)					ELS ($v=0,2$)				
		l[m]	μ				M_{0x} Et M_{0y} [KN.m]	En appui		En travée	μ	M_{0x} Et M_{0y} [KN.m]	En appui		En travée	
								M_g [KN.m]	M_d [KN.m]	M_t [KN.m]			M_g [KN.m]	M_d [KN.m]	M_t [KN.m]	
1	1	Lx	3,09	X-X	0,75	3 Appuis	0,0621	6,10	1,83	3,05	5,19	0,0684	4,87	2,43	1,46	4,14
		Ly	4,10	Y-Y			0,5105	3,11	0,93	1,56	2,64	0,6447	3,15	1,58	0,95	2,68
	2	Lx	3,09	X-X	0,94	3 Appuis	0,0476	4,67	1,40	2,34	3,97	0,0551	3,91	1,96	1,17	3,32
		Ly	3,30	Y-Y			0,8182	3,82	1,15	1,91	3,25	0,8879	2,4	1,20	0,72	2,04
	3	Lx	1,84	X-X	0,45	3 Appuis	0,1036	3,61	1,08	1,81	3,07	0,1051	2,65	1,33	0,80	2,25
		Ly	4,11	Y-Y			0,1319	0,48	0,14	0,24	0,41	0,3234	0,86	0,43	0,26	0,73
	4	Lx	1,84	X-X	0,41	3 Appuis	0,0944	3,29	0,99	1,65	2,80	0,0958	2,42	1,21	0,73	2,06
		Ly	4,50	Y-Y			0,1202	0,39	0,12	0,20	0,33	0,2947	0,71	0,36	0,21	0,60
	5	Lx	2,60	X-X	0,77	3 Appuis	0,06376	4,43	1,33	2,22	3,77	0,0702	3,54	1,77	1,06	3,01
		Ly	3,40	Y-Y			0,5241	2,32	0,70	1,16	1,98	0,6619	2,34	1,17	0,70	1,99
	6	Lx	2,60	X-X	0,79	3 Appuis	0,0554	3,84	1,15	1,92	3,26	0,0620	3,12	1,56	0,94	2,66
		Ly	3,30	Y-Y			0,5885	2,27	0,68	1,14	1,93	0,7022	2,19	1,09	0,66	1,86

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport Lx/Ly	Appuis sur	ELU ($v=0$)					ELS ($v=0,2$)				
		l[m]					μ	M_{0x} Et M_{0y} [KN.m]	En appui		En travée	μ	M_{0x} Et M_{0y} [KN.m]	En appui		En travée
		Lx	Ly						M_g [KN.m]	M_d [KN.m]	M_t [KN.m]			M_g [KN.m]	M_d [KN.m]	M_t [KN.m]
2	1	Lx	3,09	X-X	0,91	3 Appuis	0,0461	4,52	2,26	2,26	3,39	0,0480	3,41	1,71	1,71	2,56
		Ly	3,40	Y-Y			0,7921	3,58	1,79	1,07	3,04	0,8596	0,16	0,08	0,05	0,14
	2	Lx	4,11	X-X	0,85	3 Appuis	0,0506	8,79	4,40	4,40	6,59	0,0576	7,25	3,63	3,63	5,44
		Ly	4,85	Y-Y			0,6864	6,03	3,02	1,81	5,13	0,7794	5,65	2,83	1,69	4,80
	3	Lx	1,84	X-X	0,49	3 Appuis	0,0947	3,3	1,65	1,65	2,48	0,0980	2,47	1,24	1,24	1,85
		Ly	3,75	Y-Y			0,1767	0,58	0,29	0,17	0,49	0,3598	0,89	0,45	0,27	0,76
	4	Lx	3,75	X-X	0,85	3 Appuis	0,0506	7,31	3,66	3,66	5,48	0,0576	6,03	3,02	3,02	4,52
		Ly	4,40	Y-Y			0,6864	5,02	2,51	1,51	4,27	0,7794	4,70	2,35	1,41	3,99
	5	Lx	4,10	X-X	0,91	3 Appuis	0,0461	7,97	3,99	3,99	5,98	0,0480	6,01	3,01	3,01	4,51
		Ly	4,50	Y-Y			0,7921	6,31	3,16	1,89	5,36	0,8596	5,17	2,58	1,55	4,39
	6	Lx	4,40	X-X	0,98	3 Appuis	0,0497	9,89	4,95	4,95	7,42	0,04983	7,19	3,60	3,60	5,39
		Ly	4,50	Y-Y			0,9155	9,06	4,53	2,72	7,70	0,9528	6,85	3,43	2,05	5,82

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport LxLy	Appuis sur	ELU ($v=0$)					ELS ($v=0,2$)				
		l[m]	R				μ	M _{0x} Et M _{0y} [KN.m]	En appui		En travée	μ	M _{0x} Et M _{0y} [KN.m]	En appui		En travée
									M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]			M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]
3	1	Lx	4,10	X-X	0,99	3 Appuis	0,0427	7,38	3,69	3,69	5,54	0,0503	6,30	3,15	3,15	2,36
		Ly	4,11	Y-Y			0,9249	6,82	3,41	3,41	5,12	0,9625	6,06	3,03	3,03	2,27
	2	Lx	3,40	X-X	0,83	3 Appuis	0,0582	6,91	3,46	3,46	5,18	0,0652	5,62	2,81	2,81	2,11
		Ly	4,11	Y-Y			0,6182	4,28	2,14	2,14	3,21	0,7378	4,14	2,07	2,07	1,55
	3	Lx	3,75	X-X	0,91	3 Appuis	0,0461	6,66	3,33	3,33	4,99	0,0534	5,59	2,80	2,80	2,10
		Ly	4,10	Y-Y			0,7921	5,28	2,64	2,64	3,96	0,8596	4,81	2,41	2,41	1,80
	4	Lx	3,40	X-X	0,91	3 Appuis	0,0461	5,49	2,745	2,745	4,12	0,0534	4,60	2,30	2,30	1,73
		Ly	3,75	Y-Y			0,7921	4,34	2,17	2,17	3,26	0,8596	3,95	1,98	1,98	1,48
	5	Lx	3,30	X-X	0,88	3 Appuis	0,0617	6,91	3,46	3,46	5,18	0,0691	5,61	2,81	2,81	2,10
		Ly	3,75	Y-Y			0,6555	4,53	2,27	2,27	3,39	0,7822	4,39	2,195	2,195	1,65
	6	Lx	3,40	X-X	0,76	3 Appuis	0,0629	7,47	3,74	3,74	5,60	0,0693	5,70	2,85	2,85	2,14
		Ly	4,50	Y-Y			0,5173	3,87	1,94	1,94	2,90	0,6533	3,90	1,95	1,95	1,46
	7	Lx	3,30	X-X	0,73	3 Appuis	0,0713	7,98	3,99	3,99	5,99	0,0775	6,29	3,15	3,15	2,36
		Ly	4,50	Y-Y			0,6066	4,84	2,42	2,42	3,63	0,6066	3,81	1,91	1,91	1,43

III.6.2. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**Sens x-x :****a. En travée :****➤ Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{tx}^u = 7,42 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7420}{14,2 \times 100 \times 16,2^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,990$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7420}{348 \times 0,990 \times 16,2} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (1,33 ; 1,44) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{L'écartement des armatures : } e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

Choix des armatures :

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

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{tx}^s = 5,44 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{↯ Flexion simple} \\ \text{↯ Section rectangulaire avec } \bar{\lambda} \neq 0 \\ \text{↯ Acier FeE400} \\ \text{↯ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{7,42}{5,44} = 1,36$$

$$\alpha = 0,024 < \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,430 \rightarrow \text{Le ferrailage calcule à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

a. En appuis :➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ax}^u = 4,95 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4950}{14,2 \times 100 \times 16,2^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4950}{348 \times 0,993 \times 16,2} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (0,88 ; 1,44) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{L'écartement des armatures : } e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

Choix des armatures :

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

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ax}^u = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{↯ Flexion simple} \\ \text{↯ Section rectangulaire avec } \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_l \\ \text{↯ Acier FeE400} \\ \text{↯ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{4,95}{3,63} = 1,36$$

$$\alpha = 0,016 < \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,430 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Sens y-y :

a. En travée :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ty}^u = 7,70 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7700}{14,2 \times 100 \times 15,2^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,988$$

Détermination des armatures :

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7700}{348 \times 0,988 \times 15,2} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (1,33 ; 1,44) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Choix des armatures :

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

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{\text{ty}}^s = 5,82 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> ↗ Flexion simple ↗ Section rectangulaire avec $\bar{\lambda} \leq 1$ ↗ Acier FeE400 ↗ Fissuration peu nuisible 	}	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
--	---	--

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{7,70}{5,82} = 1,32$$

$$\alpha = 0,029 < \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,410 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

b. En appuis :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{\text{ay}}^u = 4,95 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{\text{ay}}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4530}{14,2 \times 100 \times 15,2^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4530}{348 \times 0,993 \times 15,2} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{cal} ; A_{\min}) = \text{Max} (0,88 ; 1,44) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$L' \text{écartement des armatures : } e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

Choix des armatures :

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

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ay}^s = 3,43 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

↪ Section rectangulaire avec $\bar{\alpha} \neq 0$

↪ Acier FeE400

↪ Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{↪ Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \neq 0 \\ \text{↪ Acier FeE400} \\ \text{↪ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{4,53}{3,43} = 1,32$$

$$\alpha = 0,017 < \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,410 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

III.7. Vérification des contraintes de cisaillement :

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2BAEL91 »
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle $\mathcal{T}u < \overline{\mathcal{T}u}$

Détermination de l'effort tranchant :

$$\mathcal{T}u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_u^{\max} = ?$$

$$T_x^u = \frac{q_u + L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{10,28 + 4,4}{2} \times \frac{4,5^4}{4,5^4 + 4,4^4} = 11,82 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u + L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{10,28 + 4,5}{2} \times \frac{4,4^4}{4,4^4 + 4,5^4} = 11,05 \text{KN}$$

$$T_{max} = \max(T_x^u; T_y^u) = 11,82 \text{KN}$$

$$T_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{11,82}{100 \times 16,2 \times 100} = 0,073 \text{Mpa}$$

$$\overline{T_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{Mpa}$$

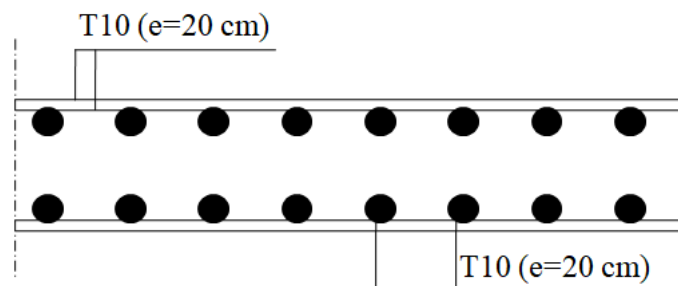
$T_u = 0,073 \text{Mpa} < \overline{T_u} = 1,25 \text{MP} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.8. Vérification de la flèche :

Selon **BAEL 91** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \\ \rho = \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{18}{4,4} > \frac{5,44}{20 \times 8,69} \\ \rho = \frac{3,93}{16,2 \times 100} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4,09 > 0,031 \rightarrow CV \\ \rho = 0,002 \leq 0,005 \rightarrow CV \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :



Chapitre IV :
Etude des éléments non
structuraux

IV.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- 1- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- 2- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.

Nous citons l'acrotère, l'escalier, et la cage d'ascenseur, Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003

IV.2. Etude Escalier :

L'escalier est un élément de circulation verticale en béton armé qui permet d'atteindre les différents niveaux d'étage dans le bâtiment. Il est défini par son emmarchement, son giron, sa contre marche et sa volée.

Le choix des dimensions d'un escalier dépend des conditions d'utilisation et de destination de l'ouvrage (habitation, salle de classe, etc...), des conditions d'accès faciles d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant. Les caractéristiques dimensionnelles sont :

- La hauteur h des contres marches se situe entre 13 et 19 cm
- La largeur g des marches se situe entre 22 et 33 cm.

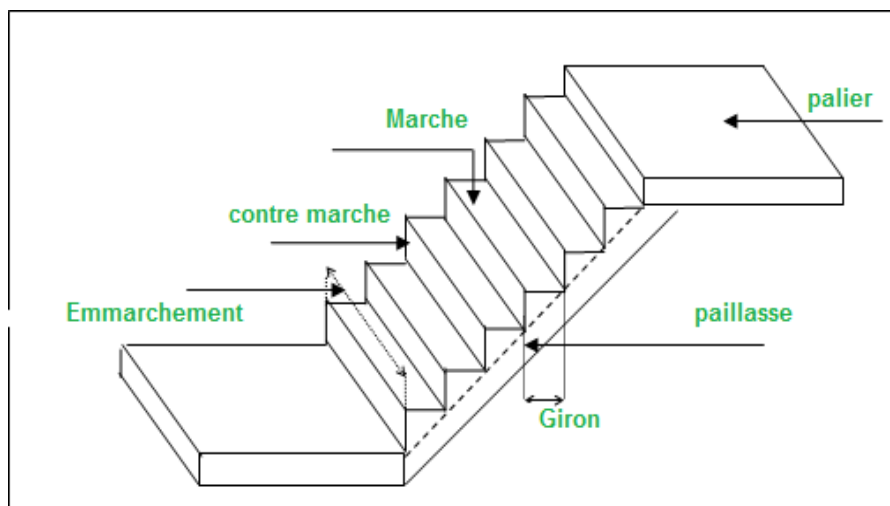


Fig.IV.1 : Schéma général d'un escalier

IV.2.1. Pré dimensionnement d'escaliers :

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, qui est un escalier droit en béton armé.

Et on a deux types de schéma statique :

- **Type1** : Escalier à paillasse avec deux paliers s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **Type 2** : Escalier à marche porteuses. Les marches sont mono encastre dans une poutre brisée.

Pour les dimensions des marches (g) et des contres marches (h), nous utilisons la formule de

Blondel :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$\text{Avec : } 16 < h < 18 \quad \rightarrow \quad \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

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

- g : Le giron (largeur d'une marche [cm]) et
- h : La hauteur de la marche [cm]. $h = 17\text{cm}$; $g = 30\text{cm}$

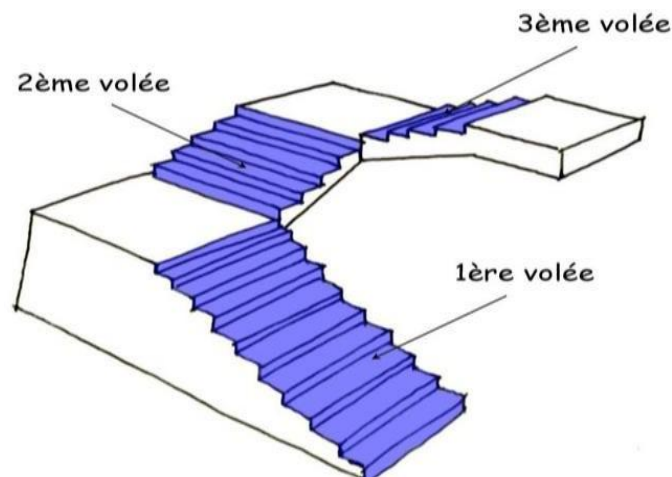


Fig.IV.2 : schéma d'escalier de trois volées

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL**

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

$$N_c = \frac{H}{h} \rightarrow \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contres marches pour chaque étage (6 pour 1 et 3 ; et 5 pour 2).

$$n \square N_c \square 1 \square 6 \square 1 \square 5 \text{ Marches par volées 1 et 3.}$$

$$n \square N_c \square 1 \square 5 \square 1 \square 4 \text{ Marches par volées 2.}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\left. \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,54 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos 30} = 208 \text{ cm}$$

$$L_{\text{pai}} = L_0 + L_{\text{palier}} = 208 + 130 = 338 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

e_p : épaisseur de la paillasse

L_p : longueur de la paillasse

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{338}{30} < e_p < \frac{338}{20}$$

$$\Rightarrow 11,27 \text{ cm} < e_p < 16,90 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

On adopte que la paillasse et le palier ont même épaisseur $e_{pa} = 15 \text{ cm}$.

Escalier à marche pourteuse : $e_{p2} = 6 \text{ cm}$ ($5,78 \text{ cm} \leq e_{p2} \leq 8,67 \text{ cm}$)

IV.2. 1^{er} type d'escalier Vole 1 et 3 :

Descente des charges :

- **Paillasse :**

1. Revêtement horizontal (carrelage ; mortier de pose ; sable) = **1,04 KN/m²**
2. Revêtement vertical (**1,04 KN/m²** $\times \frac{h}{g}$) = **0,59 KN/m**
3. Poids propre des marches (**22** $\times \frac{h}{2}$) = **1,87 KN/m²**
4. Poids propre de la paillasse (**25** $\times \frac{e_{\text{palier}}}{\cos(\alpha)}$) = **4,33 KN/m²**
5. Enduit au ciment (**1,5 cm**) (**18** $\times \frac{0,015}{\cos(\alpha)}$) = **0,31 KN/m²**

Charges permanentes $\rightarrow G = 8,14 \text{ KN/m}^2$
 Charges d'exploitations $\rightarrow Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

• Palier :

1. Revêtement horizontal) = $1,04 \text{ KN/m}^2$
2. Poids propre du palier ($25 \times e_{\text{palier}}$) = $3,75 \text{ KN/m}^2$
3. Enduit au ciment ($1,5 \text{ cm}$) ($18 \times 0,015$) = $0,27$
 KN/m^2

Charges permanentes $\rightarrow G = 5,06 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitations $\rightarrow Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

• Combinaisons fondamentales :

a. ELU :

Paillasse : $q_u =$

$$(1.35 \times 8.14 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{m} = 14.74 \text{KN/ml}$$

Palier : $q_u =$

$$(1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{m} = 10.58 \text{KN/ml}$$

b. ELS :

Paillasse :

$$q_{\text{ser}} = (8.14 + 2.5) \times 1 \text{m} = 10.64 \text{KN/ml}$$

Palier :

$$q_{\text{ser}} = (5.06 + 2.5) \times 1 \text{m} = 7.56 \text{KN/ml}$$

6KN/ml

Calcul des sollicitations :

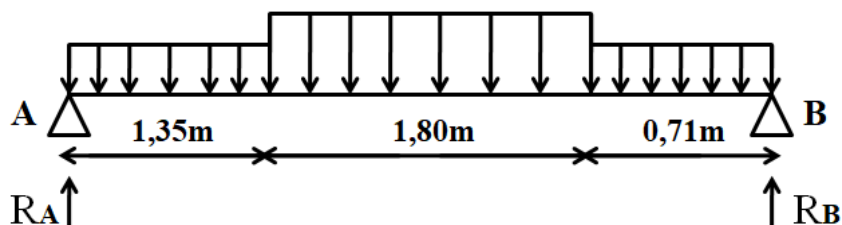


Fig.IV. 3 : Schéma statique du type d'escalier.

Calcul des Réactions :

Tableau IV.1: Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS

		RA [KN]	RB [KN]	Vérification
Formule		$\sum M/B = 0$	$\sum M/A = 0$	$\sum FV = 0$
Valeur	ELU	23,54	24,79	Condition vérifiée
	ELS	16,90	17,83	Condition vérifiée

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

c. Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,35$ m

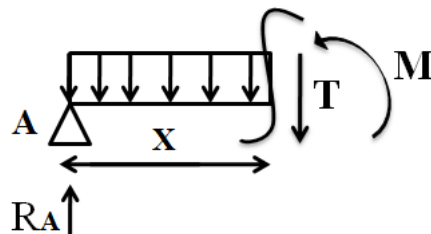


Fig.IV.4 : Schéma statique de la section 1-1.

Tableau IV.2 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1

		Formule	Valeur	
			Pour x = 0	Pour x = 1,35 m
M (x) [KN.m]	ELU	$RA x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	22,14
	ELS		0	15,93
T (x) [KN]	ELU	$RA - q_1 . x$	23,54	9,26
	ELS		16,90	6,69

d. Section 1-1 : $1,35 \leq x \leq 3,15$ m

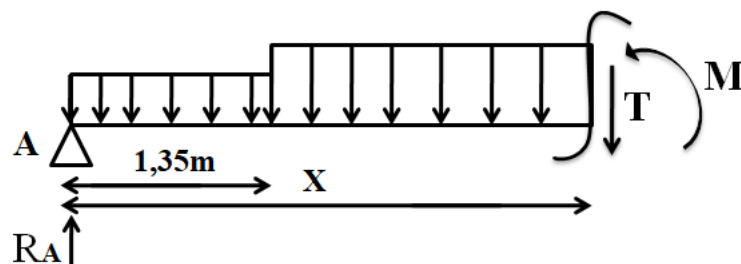


Fig.IV.5 : Schéma statique de la section 2-2.

Tableau IV.3 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2

		Formule	Valeur	
			Pour x = 1,35	Pour x = 3,15
M (x) [KN.m]	ELU	$RAx - 1,35 \left(x - \frac{1,35}{2}\right) q_1 - \frac{(x - 1,35)^2}{2} q_2$	22,14	14,94
	ELS		15,92	10,73
T (x) [KN]	ELU	$RA - q_1 \times 1,35 - q_2 (x - 1,35)$	9,26	-17,27
	ELS		6,69	-12,46

e. Section 1-1 : $0 \leq x \leq 0,71$ m

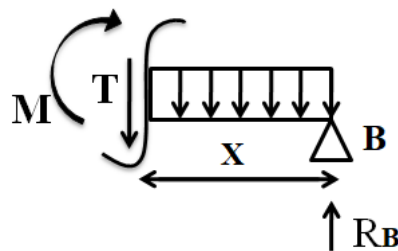


Fig.IV.6 : Schéma statique de la section 3-3

Tableau IV.4 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 3-3

		Formule	Valeur	
			Pour x = 0	Pour x = 0,71 m
M (x) [KN.m]	ELU	$RB x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	14,94
	ELS		0	10,75
T (x) [KN]	ELU	$q_1 . x - RB$	- 24,79	-17,27
	ELS		-17,83	-12,46

❖ **Calcul des moments fléchissant maximaux :**

$$T=0 \Rightarrow RA - q_1 \times 1,35 - q_2 (x - 1,35) = 0 \Rightarrow X = 1,98 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,98) = RA \times (1,98) - 1,35 \left((1,98) - \frac{1,35}{2} \right) q_1 - \frac{((1,98) - 1,35)^2}{2} q_2$$

Tableau IV.5 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui

	xm [m]	M (xm) / Mmax [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
			0,8 Mmax	-0,2 Mmax
ELU	1,98	25,06	20,05	-5,02
ELS		19,94	15,95	-3,99

Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

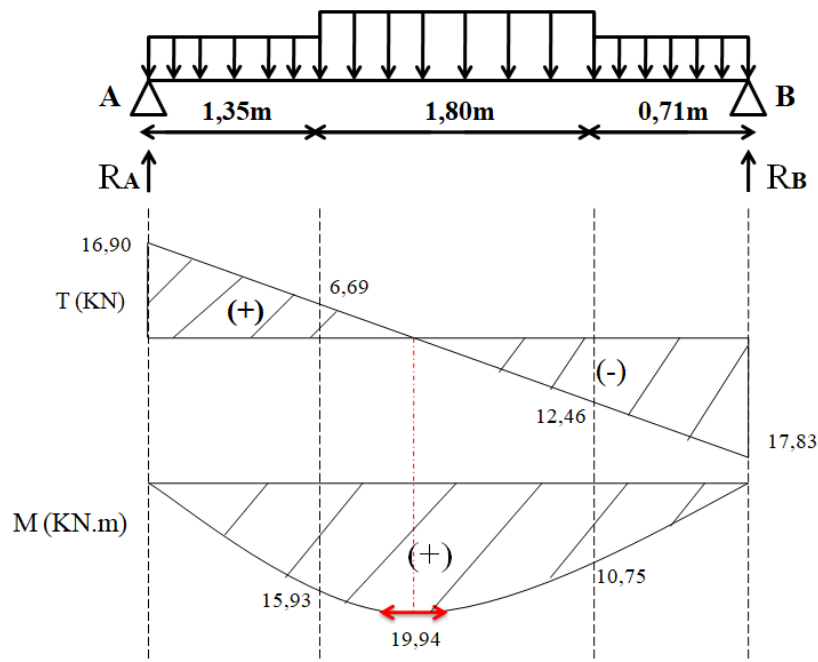


Fig.IV.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

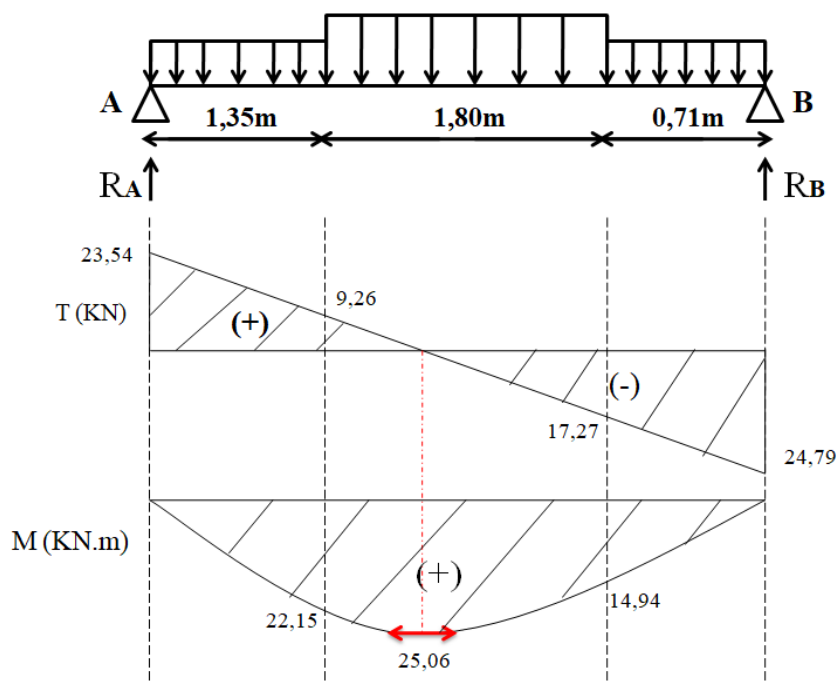


Fig.IV.7 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

IV.2.1. Calcul du ferrailage :

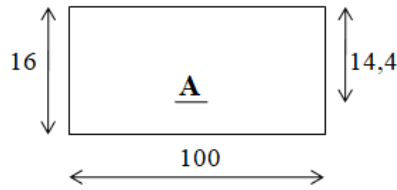
b. En travée :

Fig.IV.8 : Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_t^u = 20,05 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20050}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0,068$$

$$\mu = 0,068 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,965$$

Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20050}{348 \times 0,965 \times 14,4} = 4,15 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (4,15 ; 1,74) \Rightarrow A_t = 4,14 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{T}12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^u = 15,95 \text{ KN.m}$$

↪ Flexion simple

↪ Section rectangulaire avec $\lambda \neq 0$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

↪ Acier FeE400

↪ Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{20,05}{15,95} = 1,26$$

$$\alpha = 0,068 < \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,380 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Armatures de répartition :

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

Choix des armatures :

$$\begin{array}{ll} 4T8 & \longrightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2 \\ T8 & \longrightarrow e = 15 \text{ cm} \end{array}$$

c. En appuis :

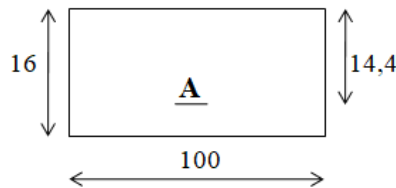


Fig.IV.9 : Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_a^u = -5,02 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5020}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20050}{348 \times 0,965 \times 14,4} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (1,01 ; 1,74) \Rightarrow A_a = 1,74 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{T}12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_a^u = -3,99 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> ↪ Flexion simple ↪ Section rectangulaire avec $\bar{\alpha} \neq 0$ ↪ Acier FeE400 ↪ Fissuration peu nuisible 	}	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
---	---	--

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5,02}{3,99} = 1,26$$

$$\alpha = 0,068 < \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,380 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Armatures de répartition :

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

Choix des armatures :

$$4\text{T}8 \longrightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{T}8 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

IV.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

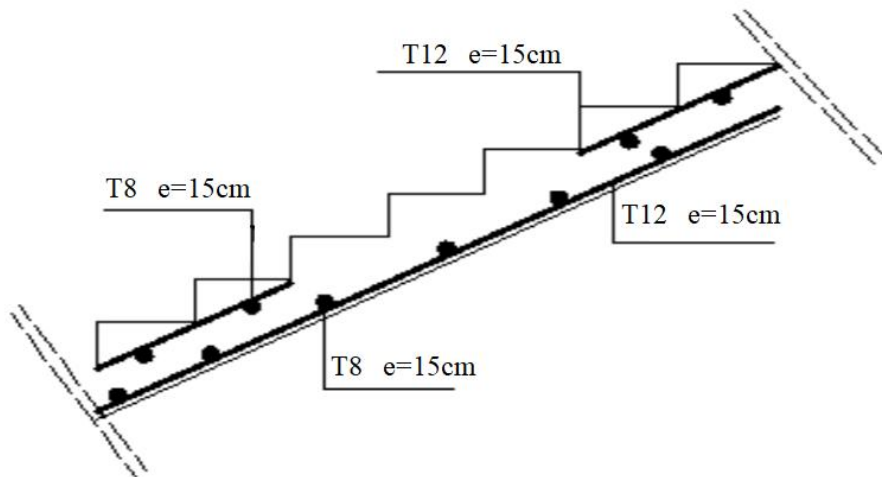
$$T_{\max}^u = 24,79 \text{ KN}$$

$$\mathcal{T} = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{24790}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\mathcal{T}} = 0,5 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\mathcal{T} = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\mathcal{T}} = 1,25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Schéma de ferrailage de l'escalier :



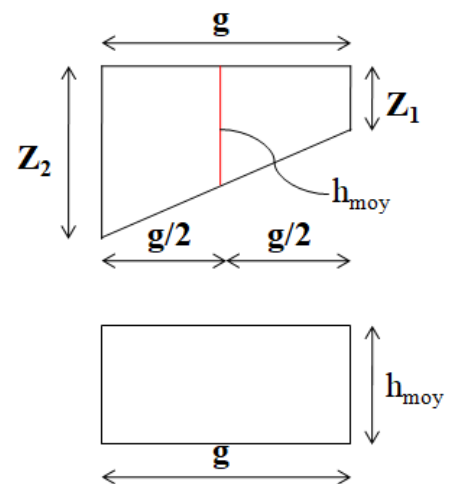
IV.3. 2^{ème} type d'escalier Vole 2 :

Marche porteuse :

Calcul de la hauteur moyenne de la marche :

$$Z_1 = \frac{ep^2}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos 30} = 6,93 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2Z_1 + h}{2} = \frac{2 \times 6,93 + 17}{2} = 15,43 \text{ cm}$$



F'
ig.IV.10 : section transversale de calcul d'une marche porteuse

Descente des charges :

• Charges permanentes :

1. Revêtement horizontal (carrelage ; sable ; mortier de pose) $(1,04 \times g) \dots = 0,31 \text{ KN/ml}$
2. Revêtement verticale $(1,04 \times h) \dots = 0,17 \text{ KN/ml}$
3. Poids propre de la marche $(25 \times 0,154 \times 0,3) \dots = 1,16 \text{ KN/ml}$
4. Enduit au ciment (1,5 cm) $(18 \times \frac{0,015}{\cos(\alpha)} \times g) \dots = 0,11 \text{ KN/ml}$

$$\rightarrow G = 1,75 \text{ KN/ml}$$

• Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$ □ □ $P = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/ml}$

- Combinaison fondamentales :

Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1,35G + 1,5P) = 3,49 \text{ KN/ml}$$

Etat limite ultime (ELS) :

$$q_{ser} = (G + P) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

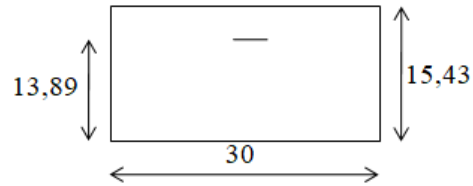


Fig.IV.11 : section transversale

IV.3.2. Calcul du ferrailage:

- Marche porteuse :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_u = 3,49 \text{ KN/ml}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3180}{14,2 \times 30 \times 13,89^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

Á n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3180}{348 \times 0,980 \times 13,89} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 13,89 \times \frac{2,1}{400} = 0,50 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (0,67 ; 0,50) \Rightarrow A_a = 0,67 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

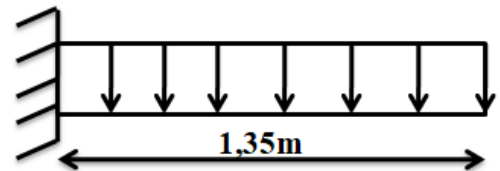


Fig.IV.12 : section transversale

$$q_s = 2,49 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times L^2}{2} = -\frac{2,5 \times 1,35^2}{2} = -2,28 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \hookrightarrow \text{Flexion simple} \\ \hookrightarrow \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \hookrightarrow \text{Acier FeE400} \\ \hookrightarrow \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{3,18}{2,28} = 1,39$$

$$\alpha = 0,049 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1,39 \rightarrow \text{Le ferrailage calcule à l'ELU conviet pour l'ELS.}$$

IV.3.3. Calcul les armatures transversales:

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 3,49 \times 1,35 = 4,71 \text{ KN}$$

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

$$T_u \leq 0,267 a. b. f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9d = 12,5 \text{ cm}$$

$$T_u = 4,71 \times 10^3 \text{ N} < 2503,125 \text{ N} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

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 :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_l = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(5240 - \frac{3930}{0,9 \times 13,83} \right) 10^{-2} = 0,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Vérification si les armatures transversale sont perpendiculaires à la ligne de moyennes :

Nous avons :

$$T_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{5240}{30 \times 13,89 \times 100} = 0,130 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{f} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$T_u = 0,130 \text{ Mpa} < \bar{f} = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

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

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

 ϕ_l : diamètre maximale des armatures longitudinale

b : largeur de la nervure

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{15,43}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ mm}$$

On prendre $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec nuance d'acier FeE235**Choix :** $2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ **Espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\mathcal{T}_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K = 1 (flexion simple)

 $\alpha = 90^\circ$ **Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\mathcal{T}_u - 0,3f_{tj} \cdot K)} = \frac{0,56 \times 0,8 \times 235}{30 \cdot (0,13 - 0,3 \times 2,1)} = -7,02 \text{ cm} \rightarrow \text{valeur rejetée}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 13,89; 40 \text{ cm}) = 12,50 \text{ cm}$$

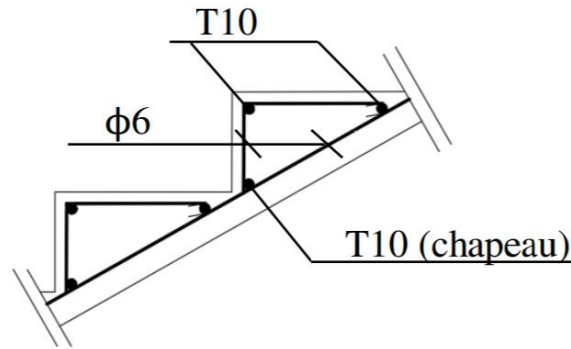
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \delta_{t3} \cdot \sin \alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4 \cdot \sin \alpha} \geq \delta_{t3}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4 \cdot \sin \alpha} \Rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{0,56 \cdot 235}{30 \cdot 0,4 \cdot \sin 90} = 10,97 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min(-7,02; 12,5; 10,97) \Rightarrow \delta_t \leq 10,97 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 10 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage :



IV.4. Etude de la poutre brisée :

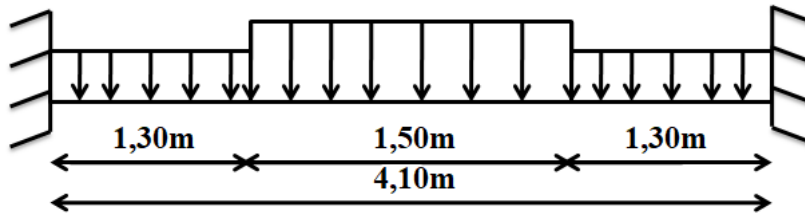


Fig.IV.13 : Schéma statique de la poutre brisée

IV.4.1. Pré-dimensionnement de la poutre brisée :

→ Critère de la flèche d'après le BAEL 91 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

et

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L_{\max} : La portée de la poutre ($L=4,1m$)

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

$$\begin{cases} \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \\ 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } b = 25 \text{ cm}$$

R.P.A 99 version 2003 :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1,40 \leq 4 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Calcul des sollicitations :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2q_3 \cdot L_1}{L_1 + 2L_2} + (g_p + g_{mur})$$

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 des marches porteuses.

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

Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée g_p :

$$g_p = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,19 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{Poids du mur : } G_{mur} = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre : } h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

$$\Rightarrow g_{mur} = 3 \times \frac{2,71}{2} = 4,065 \text{ KN/ml}$$

Combinaison fondamentale :**ELU :**

$$q_1 = R_A^u = 23,54 \text{ KN}$$

$$g_p = 1,35 \times 2,19 = 2,957 \text{ KN/ml}$$

$$g_{mur} = 1,35 \times 4,065 = 5,488 \text{ KN/ml}$$

$$q_{2u} = \frac{n \times q_u \times l}{L} = \frac{5 \times 3,49 \times 1,35}{1,5} = 15,705 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = \frac{14,74 \times 1,5 + 2 \times 10,58 \times 1,30}{1,5 + 2 \times 1,30} + (2,957 + 5,488) = 20,547 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^u = q_{eq} \times \frac{l^2}{8} = 20,547 \times \frac{4,1^2}{8} = 43,174 \text{ KN.m}$$

En travée: $M_t^u = 0,8 M_0^u = 34,539 \text{ KN.m}$

En appuis: $M_a^u = -0,2 M_0^u = -8,635 \text{ KN.m}$

IV.4.1. Calcul du ferrailage :**En travée :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_t^u = 34,539 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{34539}{14,2 \times 25 \times 30^2} = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,143$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,943$$

Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34539}{348 \times 0,943 \times 30} = 3,50 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,90 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (3,50 ; 0,90) \Rightarrow A_t = 3,50 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_t^u = 28,80 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> ↪ Flexion simple ↪ Section rectangulaire avec Á# ↪ Acier FeE400 ↪ Fissuration peu nuisible 	}	$\alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
---	---	---

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{34,539}{28,80} = 1,20$$

$$\alpha = 0,143 < \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \rightarrow \text{Le ferrailage calcule à l'ELU conviet pour l'ELS.}$$

En appuis :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_a^u = -8,635 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8635}{14,2 \times 25 \times 30^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,035$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8635}{348 \times 0,986 \times 30} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,79 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (0,84 ; 0,79) \Rightarrow A_a = 0,84 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3 \text{ T12} \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^u = -7,20 \text{ KN.m}$$

↪ Flexion simple

↪ Section rectangulaire avec Á

↪ Acier FeE400

↪ Fissuration peu nuisible

$$\alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,635}{7,20} = 1,20$$

$$\alpha = 0,035 < \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \rightarrow \text{Le ferrailage calcule à l'ELU conviet pour l'ELS.}$$

IV.4.2. Calcul les armatures transversales:

$$T_u^{\max} = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 20,547 \times \frac{4,1}{2} = 42,12 \text{ KN}$$

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

$$T_u \leq 0,267 a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9d = 27 \text{ cm}$$

$$T_u = 42,12 \times 10^3 \text{ N} < 450562,5 \text{ N} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

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 :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(42120 - \frac{34539}{0,9 \times 30} \right) 10^{-2} = 1,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Vérification si les armatures transversale sont perpendiculaires à la ligne de moyennes :

Nous avons :

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{42120}{25 \times 30 \times 100} = 0,562 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\mathcal{T}} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\mathcal{T}_u = 0,562 \text{ Mpa} < \bar{\mathcal{T}} = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

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

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

ϕ_l : diamètre maximale des armatures longitudinale

b : largeur de la nervure

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{35}{35} ; \frac{25}{10} ; 1 \right) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prendre $\phi_t = 10 \text{ mm}$ avec nuance d'acier FeE235

Choix : $2\phi 10 \longrightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{T_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (T_u - 0,3f_{t28})} = \frac{1,01 \times 0,8 \times 235}{25 \cdot (0,56 - 0,3 \times 2,1)} = -108,5 \text{ cm} \rightarrow \text{valeur rejetée}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 30; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \delta_{t3} \cdot \sin \alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4 \cdot \sin \alpha} \geq \delta_{t3}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4 \cdot \sin \alpha} \Rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{1,01 \times 235}{25 \times 0,4 \times \sin 90} = 23,74 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min(-108,5; 27; 23,74) \Rightarrow \delta_t \leq 23,74 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 20 \text{ cm}$

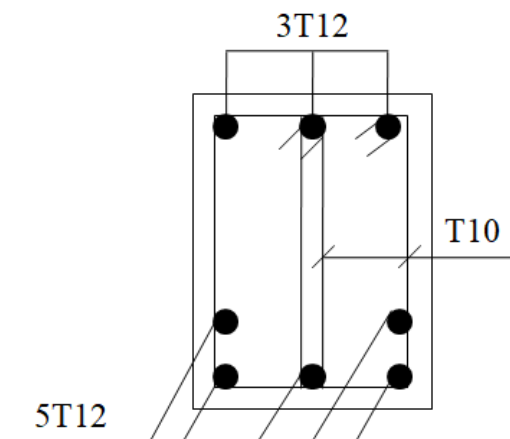
IV.4.5. Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\text{a) } \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{410} = 0,085 > 0,06 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_{tser}}{M_{oser}} \Rightarrow 0,085 > \frac{1}{10} \times \frac{28,8}{36} = 0,08 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 30} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \rightarrow \text{CV}$$

Schéma de ferrailage :



IV.5. Etude de l'acrotère :**IV.5.1. Définition :**

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher soumis à son poids (W_p) et une charge horizontale due à la main courante (F_p).

Le rôle de l'acrotère :

- Canalise l'écoulement des eaux pluviales.
- Donne un aspect esthétique.
- Protège les personnes.

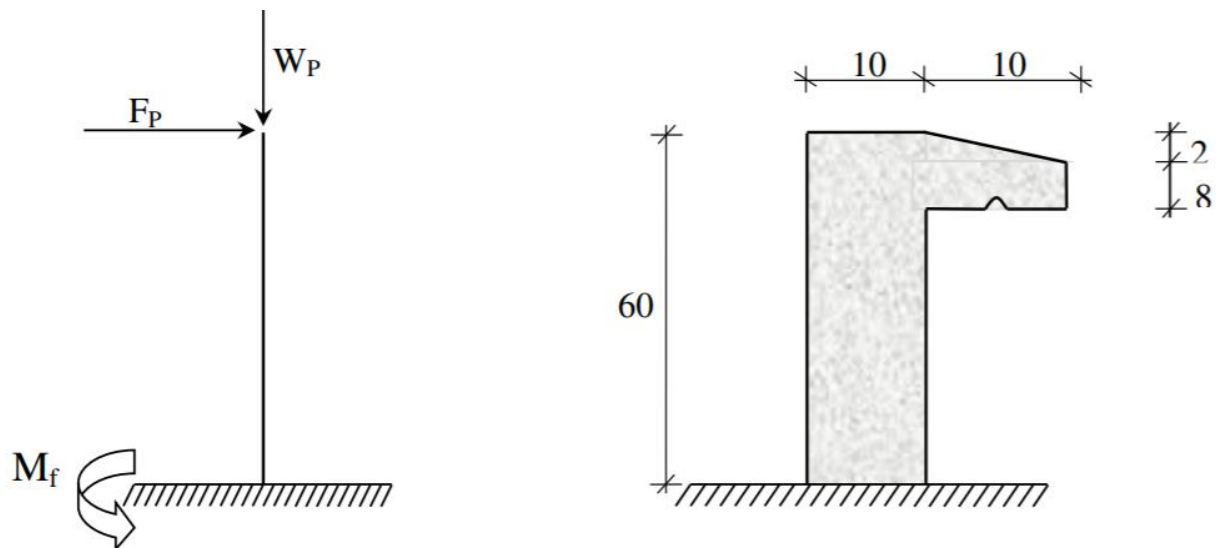


Fig.IV.14 : Dimension de l'acrotère et schéma statique

IV.5.2. Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher-terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et à un moment fléchissant dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

Détermination de l'effort due au séisme :**Le poids propre : W_p**

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \bar{\gamma}_b = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + \left(\frac{0,1 \times 0,02}{2} \right) \right] \times 25 \times 1 = 1,73 \text{KN}$$

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (**R.P.A.99 (version 2003) /**

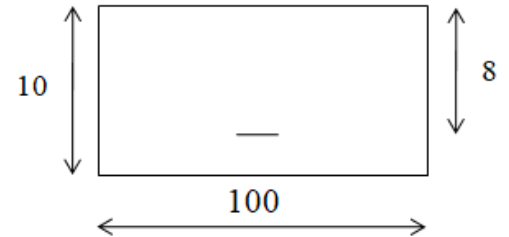
Tableau 4.1)

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

Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

A = 0.15 (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)



$C_p = 0.8$ (Elément en console).

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

$$F_p = 0,83 \text{KN}$$

Détermination des sollicitations :

Effort normal et moment fléchissant :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} Nu = 1,35W_p \\ Mu = 1,5F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 1,35 \times 1,73 \\ Mu = 1,5 \times 0,83 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 2,34 \text{KN} \\ Mu = 0,75 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$\begin{cases} Nu = W_p \\ Mu = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 1,73 \text{KN} \\ Mu = 0,50 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Détermination de la section des armatures :**

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

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

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,34} = 0,32 \text{m}$$

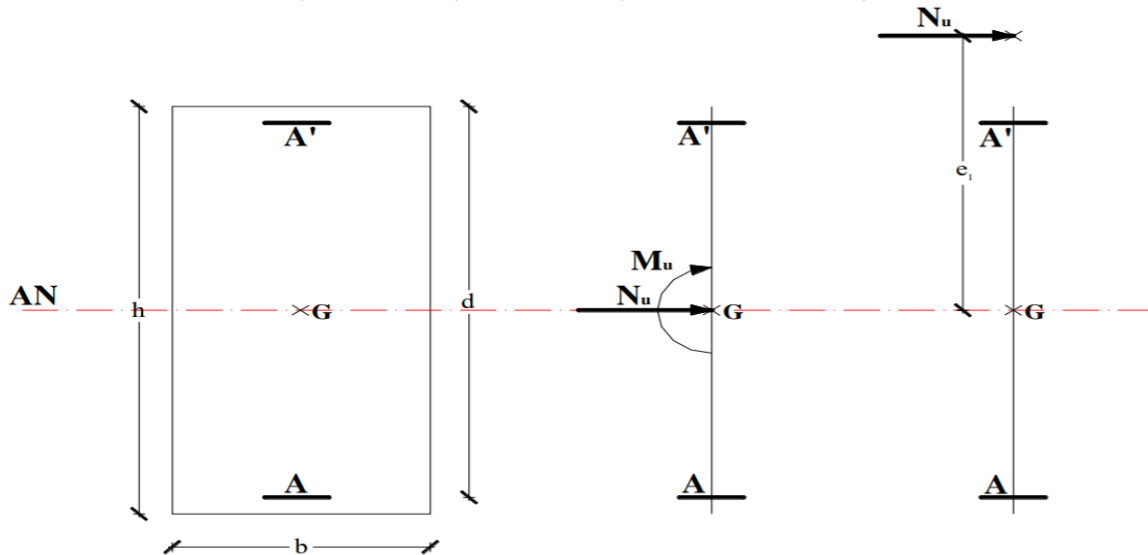
$$e_0 = 0,32m > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05m$$

Fig.IV.24 : section de calcul

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

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

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 2,34 \times \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,82 \text{ KN.m}$$

**Fig.IV.15** : Position du point d'application de l'effort normal N_u

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u^f = 7,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{820}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u^f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{820}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,30 - \frac{2340}{100 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

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

[CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0,25\% \times S$$

$$A_{\min} = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (0,23 ; 2,50) \Rightarrow A_t = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

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

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e \leq \min (25 ; 2 \times 10) \text{ cm.} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,50}{1,73} = 0,29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

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

IV.5.3. Détermination des contraintes :

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

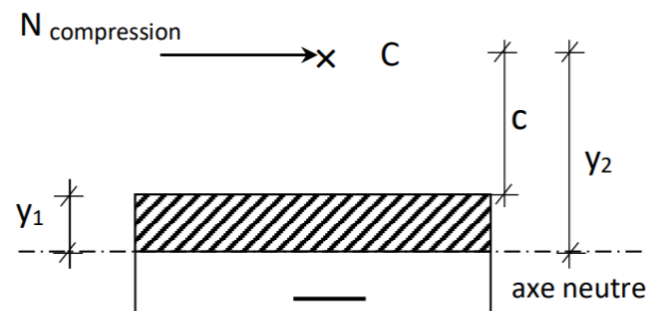


Fig.IV.16 : Position de centre de pression

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

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

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

C se trouve à l'extérieur de la section

$\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

Calcul des constraints :

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 0,29 - \frac{0,1}{2} = 0,24m \Rightarrow c = -0,24m < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{avec } A' = 0$$

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

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

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

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

y_2 : est la solution de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$y_2^3 - 1614,82 \cdot y_2 + 24026,11 = 0$$

Donc la résolution est comme suite :

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

$$\Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 25334,78}{2 \times (-1655,71)} \sqrt{\frac{-3}{-1655,71}} = 0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-1655,71}{3}} = 46,40$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,4 \cos\left(\frac{163,74}{3}\right) = 26,89cm \\ y_{22} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120\right) = 46,4 \cos\left(\left(\frac{163,74}{3}\right) + 120\right) = -46,19cm \\ y_{23} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240\right) = 46,4 \cos\left(\left(\frac{163,74}{3}\right) + 240\right) = 19,30cm \end{cases}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) \Rightarrow y_2 = 26,89cm$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2,89 < 10 \Rightarrow y_1 = 2,89cm$$

Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \cdot (2,89)^2}{2} - 15 \cdot 3,93 \cdot (8 - 2,89) = 116,37cm^3$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \cdot 116,37} = 0,16$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,16 \times 2,89 = 0,46Mpa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - c) = 15 \times 0,16(8 - 2,89) = 12,26Mpa$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{cj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63Mpa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15Mpa$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15Mpa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63Mpa$$

→ Les armatures calculées en ELU sont maintenues

IV.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

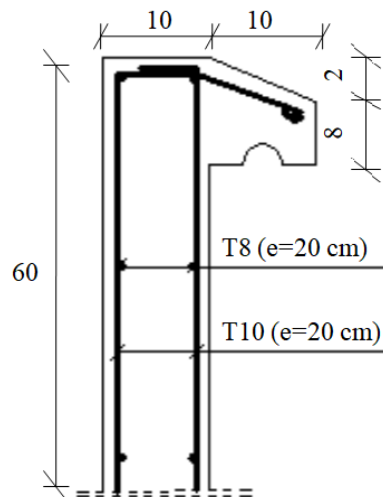
$$T_{max}^u = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \times 0,83 = 1,25KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{1250}{100 \times 8 \times 100} = 0,02Mpa$$

$$\tau_u = 0,02Mpa < \bar{\tau}_u = 1,25Mpa \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Remarque :

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

Dessin de ferrailage :**IV.6. Définition l'ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et

Le contre poids.

IV.6.1. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

Largeur de la cabine : $L_c = 1.10m$

Profondeur de la cabine : $P_c = 1.40m$

Largeur de la gaine : $L_G = 1.30m$

Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.68\text{m}$
Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20\text{m}$
Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80\text{m}$
Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00\text{m}$
Epaisseur de voile :	$e = 20\text{cm}$
Hauteur de course :	$C = 36.72\text{ m}$

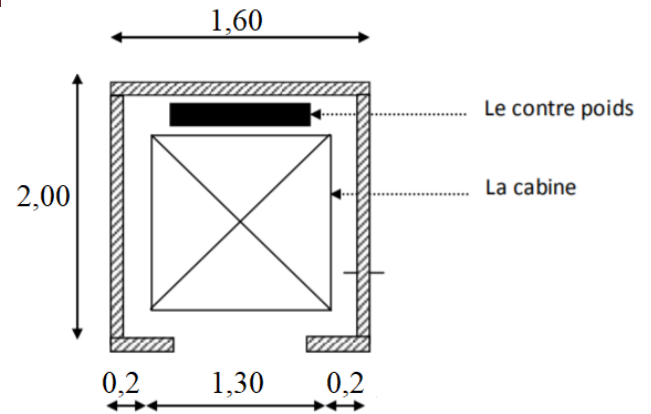


Fig IV.17 : Dimensions de l'ascenseur

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

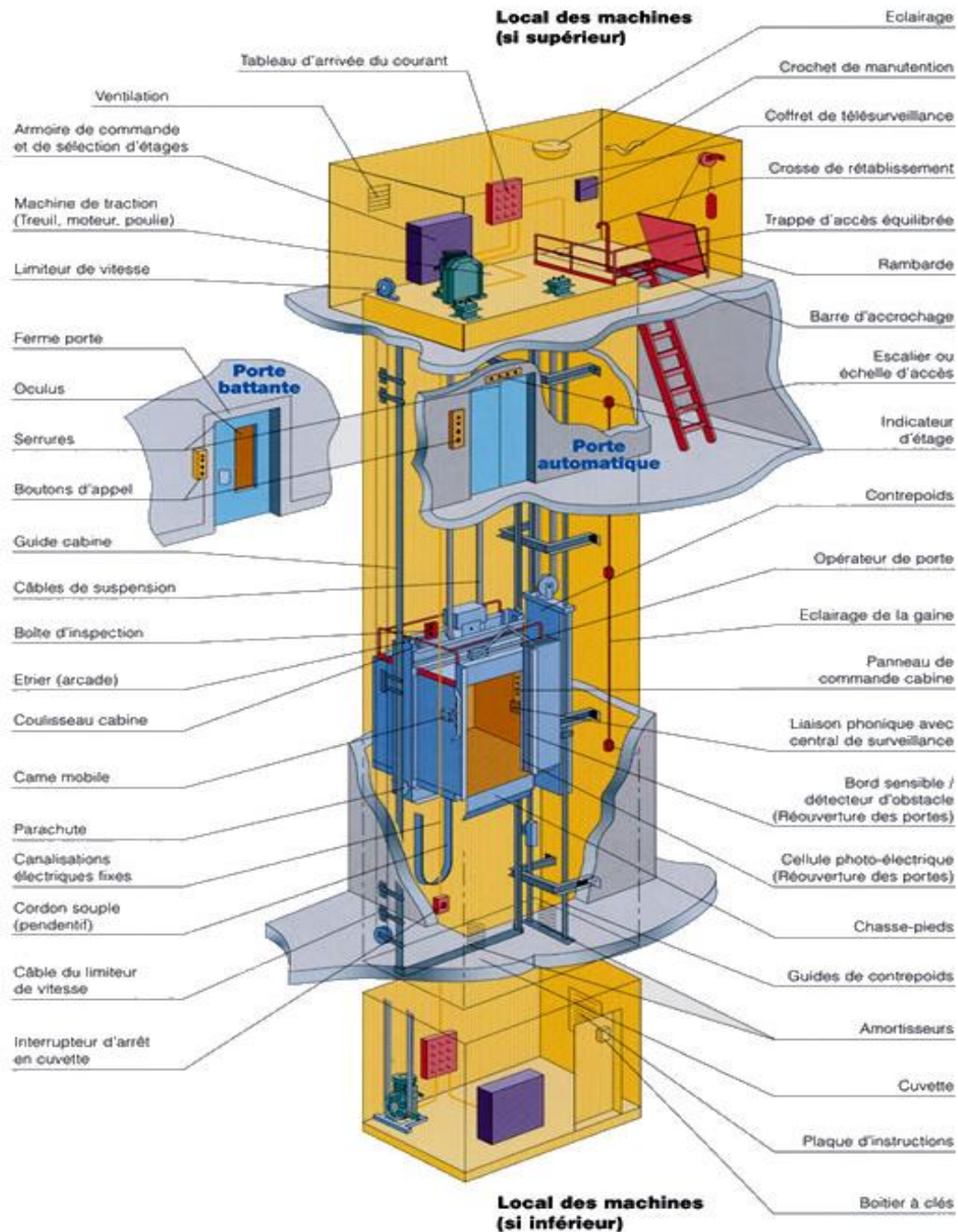


Fig IV.18 : Ascenseur électrique

IV.6.1.1. Descente de charges :

- **Surcharge d'exploitation :** $Q = 600 \text{ daN}$ (08 personnes)
- **Charges permanentes :**
 1. **Masse de la cabine :** est composé de la somme des masses suivantes :
- **Masse des côtés :**

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2 :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.10 + 2 \times 1.40) \times 2.20 = 8.58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.58 = 108.52 \text{ daN}$$

- **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_c \cdot P_c = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 107.8 \text{ daN}$$

- **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_c \cdot P_c = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ daN}$$

- **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126 \text{ daN}$$

- **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733.14 \text{ daN}$$

2. Masse du contre poids :

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 733.14 + \frac{600}{2} = 1033.14 \text{ daN}$$

3. Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5\text{mm}. \\ C_s = 13 \end{cases}$$

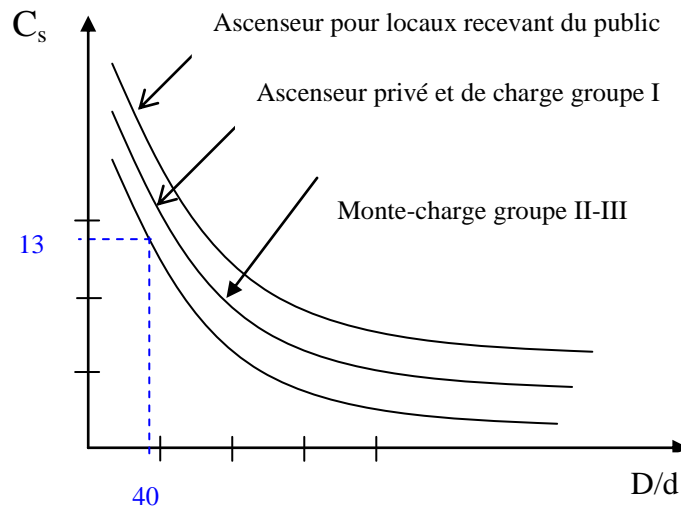


Fig IV.19 : Abaque de détermination de suspentes.

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 733.14) \Rightarrow C_r = 17330.82 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17330.82}{0.85} = 20389.20 \text{ daN}$$

C_m égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{câble}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN}$ (voir tableau suivant) :

Tableau IV.6 : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{20389.2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.25 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5 \text{ mm}$ $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 31.56 \text{ m}$.

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 36.72 = 37.82 \text{ daN.}$$

4. Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

• Résumé :

- Poids mort = 733.14 daN
- Masse du câble = 37.82 daN
- Masse du contre poids = 1033.14 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- $G = 3004.10 \text{ daN}$

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3004.10 + 1.5 \times 600 = 4955.54 \text{ daN.}$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 3004.10 + 600 = 3604.10 \text{ daN.}$$

IV.6.1.2. Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1238.89 \text{ daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 901.03 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{: les armatures transversales ne sont pas nécessaire}$$

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

U, V : représentent les cotes du rectangle ($U // L_x$ et $V // L_y$)

sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow U = 30 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow V = 30 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12388.9 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1.5} = 180000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion:**

La dalle résiste au poinçonnement.

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1). \end{cases}$$

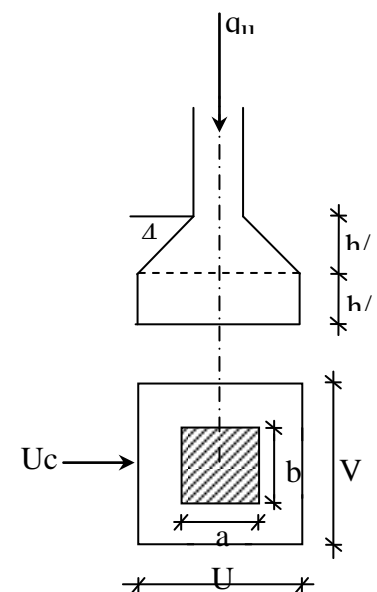


Fig IV.20 : Schéma de la surface d'impact

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les

abaques suivants : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite ultime de service :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m^2 sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1238.89}{0.30^2} = 13765.44 \text{ daN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{901.03}{0.30^2} = 10011.44 \text{ daN/m}^2. \end{array} \right.$$

c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.IV.30** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

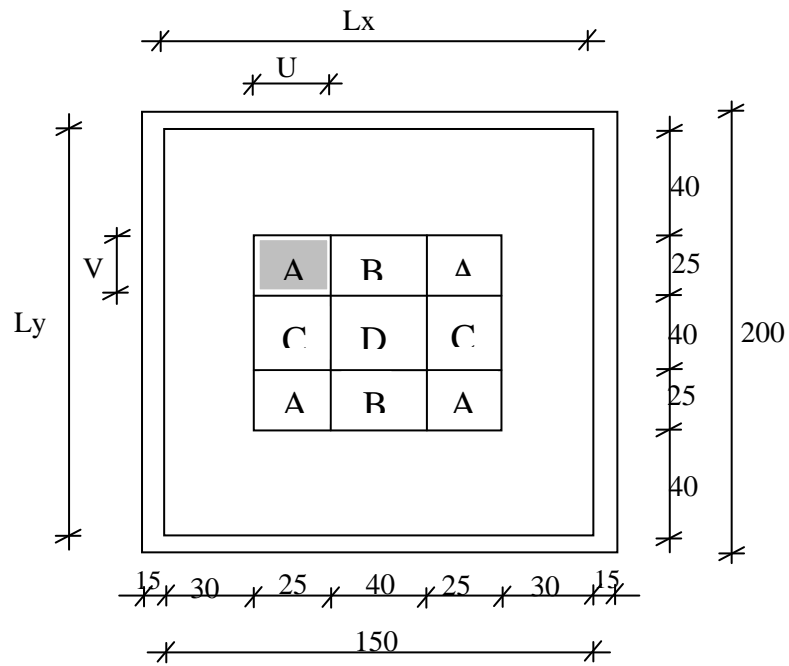
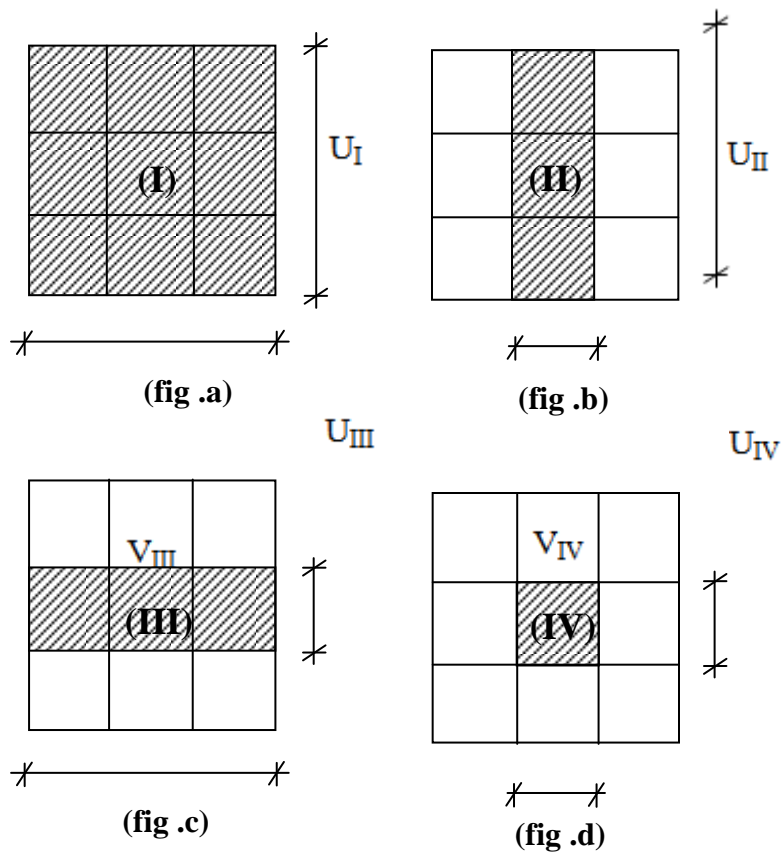


Fig.IV.21 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :



On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.60}{2.0} = 0.80 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{x_C} = (M_{x_I} - M_{x_{II}} - M_{x_{III}} + M_{x_{IV}})/4$$

$$M_{y_C} = (M_{y_I} - M_{y_{II}} - M_{y_{III}} + M_{y_{IV}})/4$$

$$\text{Avec : } M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S$$

$$S = U \times V$$

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U en [m]	0.90	0.9	0.40	0.40
V en [m]	0.90	0.40	0.90	0.40
S en [m²]	0.81	0.36	0.36	0.16
U/L_x	0.60	0.60	0.27	0.27
V/L_y	0.53	0.23	0.53	0.23
M₁	0.087	0.099	0.135	0.160
M₂	0.071	0.096	0.100	0.140
Q_a^u = Q_a^u × S en [N]	111500.06	49555.58	49555.58	22024.70
Q_a^{ser} = Q_a^{ser} × S en [N]	81092.66	36041.18	36041.18	16018.30
M_X^U en [N.m]	13944.38	7052.33	9616.81	5065.69
M_Y^U en [N.m]	11379.89	6838.62	7123.56	4432.44
M_X^{ser} en [N.m]	11796.50	6123.61	8030.11	4328.78
M_Y^{ser} en [N.m]	10304.44	5999.27	6579.51	3960.37

M_{XC}^U en [N.m]	3540
M_{YC}^U en [N.m]	2520
M_{XC}^{ser} en [N.m]	2960
M_{YC}^{ser} en [N.m]	2360

d. Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 18\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0.18 \times 2500 = 3,45 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaison fondamentale :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 4,50 + 1.5 \times 100 = 7,58 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 7,58 \text{ KN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 4,50 + 1,00 = 5,50 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 5,50 \text{ KN/m}_L.$$

e. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\left\{ \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \right.$$

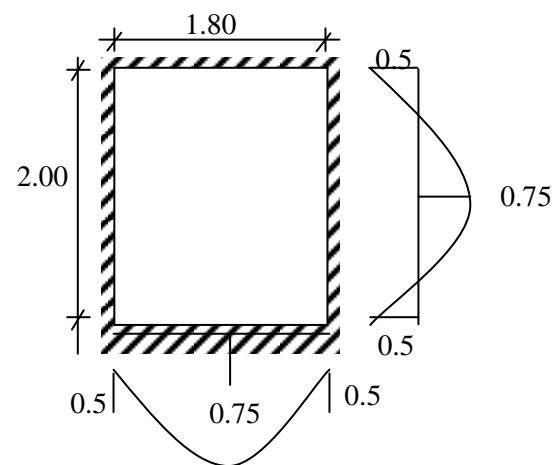


Fig.IV.22 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré).

f. Calcul des moments dus aux charges réparties :

Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Longueur L[m]		ELU			ELS		
		\bar{q} [KN/m ²]	μ_u	M [KN.m]	\bar{q} [KN/m ²]	μ_{ser}	M [KN.m]
Lx	3,06	7,58	0,0561	1,09	5,50	0,0628	0,88
Ly	4,50		0,5959	0,65		0,7111	0,63

g. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

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

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (3,45 + 1,09) \Rightarrow M_{xt}^u = 4,64 \text{ KN}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (2,52 + 0,65) \Rightarrow M_{yt}^u = 3,17 \text{ KN}$$

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

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (2,96 + 0,88) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3,84 \text{ KN}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (2,36 + 0,63) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2,99 \text{ KN}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	M_{tx}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^u	M_{ax}^{ser}	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u	M_{ay}^{ser}
	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]
	3,48	2,88	-2,32	-1,92	2,38	2,24	-1,59	-1,50

IV.7. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

b. En travée :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{tx}^u = 3,48 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3480}{14,2 \times 100 \times 16,2^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3480}{348 \times 0,995 \times 16,2} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (1,33 ; 1,44) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{L'écartement des armatures : } e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{m} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{tx}^s = 2,88 \text{ KN.m}$$

↪ Flexion simple

↪ Section rectangulaire avec Á

↪ Acier FeE400

↪ Fissuration peu nuisible

$$\alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{3,48}{2,88} = 1,21$$

$$\alpha = 0,011 < \frac{1,21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,354 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

a. En appuis :➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ax}^u = -2,32 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2320}{14,2 \times 100 \times 16,2^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,007$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2320}{348 \times 0,997 \times 16,2} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (0,88 ; 1,44) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{L'écartement des armatures : } e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{m} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ax}^u = -1,92 \text{ KN.m}$$

↻ Flexion simple

↻ Section rectangulaire avec Á

↻ Acier FeE400

↻ Fissuration peu nuisible

$$\alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{2,32}{1,92} = 1,21$$

$$\alpha = 0,007 < \frac{1,21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355 \rightarrow \text{Le ferrailage calcule à l'ELU conviet pour l'ELS.}$$

Sens y-y :**b. En travée :****➤ Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ty}^u = 2,38 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2380}{14,2 \times 100 \times 15,2^2} = 0,007$$

$$\mu = 0,023 < \mu l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,009$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

Détermination des armatures :

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2380}{348 \times 0,997 \times 15,2} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (1,33 ; 1,44) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{L'écartement des armatures : } e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{m} \rightarrow A = 3,14$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ty}^s = 2,24 \text{ KN.m}$$

↪ Flexion simple

↪ Section rectangulaire avec $\bar{\lambda} \neq$

↪ Acier FeE400

↪ Fissuration peu nuisible

$$\alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{2,38}{2,24} = 1,06$$

$$\alpha = 0,009 < \frac{1,06 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 \rightarrow \text{Le ferrailage calcule à l'ELU conviet pour l'ELS.}$$

c. En appuis :➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ay}^u = -1,59 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1590}{14,2 \times 100 \times 15,2^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,014 < \mu l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\bar{\lambda} \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4530}{348 \times 0,998 \times 15,2} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \text{Max} (0,88 ; 1,44) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$L'écartement des armatures : e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 18 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{m} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ay}^s = -2,88 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Rightarrow \text{Flexion simple} \\ \Rightarrow \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \Rightarrow \text{Acier FeE400} \\ \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{3,48}{2,88} = 1,21$$

$$\alpha = 0,011 < \frac{1,21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,354 \rightarrow \text{Le ferrailage calcule à l'ELU conviet pour l'ELS.}$$

IV.7.1. Verification de la flèche

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{18}{160} = 0,11 > \frac{288,4}{20 \times 110} = 0,11 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 16,2} = 0,0019 < \frac{2}{400} = 0,08 \dots \dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$$

Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre V:

Étude sismique

V.1. Introduction :

Toute structure est susceptible d'être soumise à des chargements variables. L'une de ces actions est le séisme, qui est une libération brutale d'énergie potentielle, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, de ce fait les structures doivent être construites de manière adéquate afin de résister aux secousses sismiques tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de l'étude est de définir un modèle qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les Règles Parasismiques Algériennes [RPA99/ V2003].

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Robot qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2. Étude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.1. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (**3D**) encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe vertical) selon l'Article 4.3.2 du [RPA99, V2003].

V.2.2. Présentation du logiciel :

«ROBOT BAT» est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcul automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position (vérifier la structure).

Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T,

efforts normaux, contraintes σ ...)

V.2.3. Étapes de modélisation :

Pour la modélisation, nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail (KN et m ... etc.) ;
- Création graphique du modèle (**voir figure V.1**) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.

- On introduit les propriétés du matériau (le béton) utilisé (**voir chapitre I**) ;
- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure :

La section des éléments et leur caractéristique (**voir chapitre II**).

- On introduit les conditions aux limites.

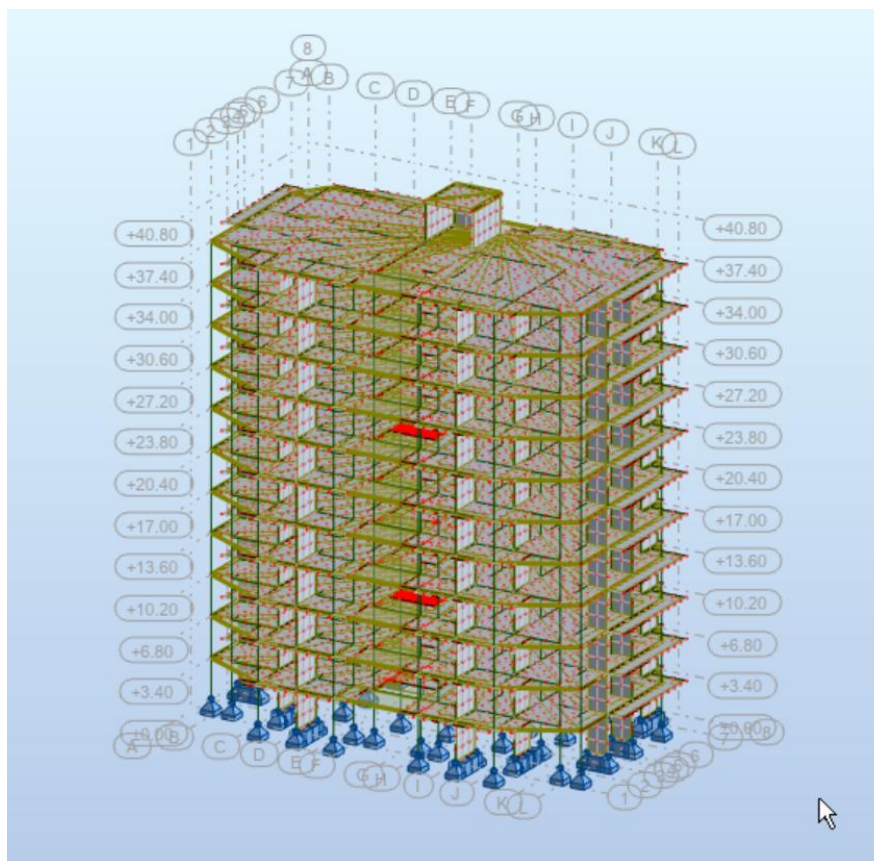


Fig.V.1 : Modélisation de la structure.

→ Détermination des charges ; pour notre cas, on a trois type de charges :

- Charge permanente **G** représente le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol ;
- Charges d'exploitation **Q** distribuées par les planchers aux poutres ;
- Les forces sismiques **E** contiennent les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

Détermination des combinaisons de charges :

$$1,35G+1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G+Q \text{ (ELU)}$$

$$0,8G+E$$

$$0,8G-E$$

$$G+Q+E$$

$$G+Q-E$$

→Vérification des erreurs ;

→ Lancement de l'analyse ;

→ Interprétation des résultats.

1.3 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Selon l'article 4.1.1/ RPA99, V2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1. Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode : [Article 4.2.1 / RPA99, V2003] :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99, V2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode,

qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times R}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone [Tableau 4-1 du RPA99, V2003] ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité [Tableau 4-4 du RPA99, V2003] ;

R : Coefficient de comportement global de la structure [Tableau 4-3 du RPA99, V2003] ;

W : Poids de la structure.

b. Condition d'application : [Article 4.1.2 / RPA99, V2003] :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1^{ère} condition : [Article 4.1.2.a / RPA99, V2003]

→ **Régularité en plan : [Article 3.5.1.a / RPA99, V2003]**

La structure est irrégulière en plan ... Condition non vérifiée.

→ **Régularité en élévation : [Article 3.5.1.b / RPA99, V2003]**

La structure est régulière en élévation ... Condition non vérifiée.

- La hauteur de la structure $h = 40,8\text{m}$ est inférieure à la hauteur 65m en zone IIa

→ Condition vérifiée.

2^{ème} condition : [Article 4.1.2.b / RPA99, V2003]

→ Outre ces conditions, la condition complémentaire suivante :

Zone IIa : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m . La hauteur de la structure est : $h = 40,8\text{ m} > 23\text{ m}$ → Condition non vérifiée.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

V.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites.

a. Principe de la méthode : [Article 4.3.1 / RPA99, V2003] :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

→ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 1,5 \text{ s} \quad [\text{Article 4 – 14 / RPA99, V2003}].$$

Avec :

N : Nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 11 niveaux) ;

T_k : La période du mode K.

D'où :

$$K \geq 3\sqrt{11} \rightarrow K \geq 11 \text{ modes} \quad \text{et } T_k = 0,13 \leq 0,20 \text{ s}$$

Nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 30 pour que la somme des masses modales effective soit égale à 90% dans les deux sens.

- **Résultante de la force sismique de calcul:**

L'une des premières vérifications préconisée par le **RPA99, V2003**] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t > 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...etc.) dans le rapport $\frac{V_t}{V} > 0.8$

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente:

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad [\text{Article 4 - 1/RPA99, V2003}]$$

1) Coefficient d'accélération de zone A:

Ce coefficient est donné par le [Tableau 4.1/RPA99, V2003] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa (Wilaya de Mostaganem)} \\ \text{Groupe d'usage : 2 (Ouvrage courant ou importance moyenne)} \end{array} \right\} A=0,15$$

2) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D:

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3,05s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,05}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,05}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \rightarrow T > 3,05s \end{cases} \quad [\text{Article 4 - 2 / RPA99, V2003}].$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site [Tableau 4-7 du RPA99, V2003]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad [\text{Article 4.3 / RPA99, V2003}].$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [Tableau 4-2 du RPA99, V2003].

Pour notre structure on a un portique en béton armé avec un remplissage dense $\rightarrow \xi = 7\%$

$$D'où \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0,88 \geq 0,7 \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

On a aussi : Site meuble (S_2) $\rightarrow T_2 = 0,50$ sec.

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T_a = C_T h_N^{3/4} \text{ [Formule 4.6 / RPA99, V2003].}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) qui est égale à **36,72 m**

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage [Tableau 4-6 du RPA99, V2003].

Le système de contreventement de notre structure est un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\rightarrow C_T = 0,050$.

$$T_a = (0,050 \times 36,72)^{3/4} = 1,58s$$

Dans les cas N° 3 et 4 du [Tableau4-6duRPA99,V2003], on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_b = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \text{ [Article 4.7 / RPA99, V2003].}$$

Avec :

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée en (m)

On a : $D_x = 27$ m et $D_y = 18,05$ m

$$D'où : T_{bx} = \frac{0,09 \times 36,72}{\sqrt{32,78}} = 0,58 \text{ s} \quad \text{et} \quad T_{by} = \frac{0,09 \times 36,72}{\sqrt{18,05}} = 0,78 \text{ s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par l'article (4.6) et (4.7).

- Pour le sens longitudinal (sens x-x) :

$$T_x = \min(T_a; T_{bx}) = \min(1,58; 0,58) = 0,58s$$

$$T_2 = 0,50s < T_x = 0,58s \leq 3,0s \rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,99$$

- Pour le sens transversal (sens y-y) :

$$T_y = \min(T_a; T_{by}) = \min(1,58; 0,78) = 0,78s$$

$$T_2 = 0,50s < T_y = 0,78s \leq 3,0s \rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,64$$

3) Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles $\rightarrow R = 4$ [Tableau 4-3 du RPA99, V2003].

4) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité **Q** de la structure est en fonction de :

- \rightarrow La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- \rightarrow La régularité en plan et en élévation ;
- \rightarrow La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q \text{ [Article 4.4 / RPA99, V2003].}$$

Avec :

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le [Tableau 4-4 du RPA99, V2003].

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q.

Critère q	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0,05	0,05
2. Redondance en plan.	0,05	0,05
3. Régularité en plan.	0,05	0,05
4. Régularité en élévation.	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,1	0,1

Avec :

P_q = 0,05 ou 0,10 \rightarrow Nonobservée, **P_q** = 0 \rightarrow Observée

$$Q_x = 1 + \sum_{1}^{6} P_{qx} = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$Q_y = 1 + \sum_{1}^{6} P_{qy} = 1 + 0,10 = 1,10$$

5) Calcul du poids de la structure W :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_Q \text{ [Article 4 - 5 / RPA99, V2003].}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i » ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i » ;

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés [Tableau 4-5 du RPA99, V2003] → $\beta = 0,2$

Remarque : Le poids total de la structure est donné par le logiciel ROBOT.

• **Spectre de réponse de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article 4.3.3 / RPA 99, V2003 :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 < T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 < T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{[Formule 4.13 / RPA99, V2003]}$$

• **Représentation graphique du spectre de réponse :**

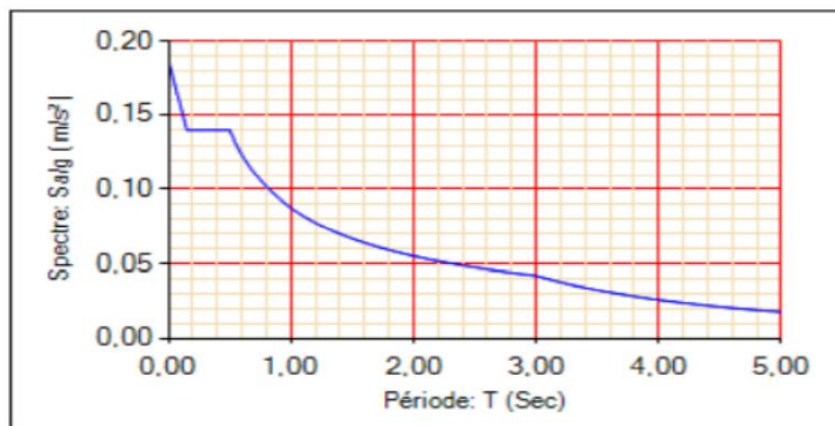


Fig.V.2 : Spectre de réponse.

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale en (m /s²) ;

T : Période fondamentale de la structure en (s).

1. Résultats de l'analyse dynamique :

- **Caractéristiques dynamique propres :**

Tableau V.2 : Période et facteurs de participation massique.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
03/01	1,5	51,45	0,02	translation	51,45	0,02
03/02	1,18	51,62	64,59	translation	0,17	64,57
03/03	1,16	68,73	65,7	torsion	17,12	1,11
03/04	0,44	80,54	65,7	-	11,81	0
03/05	0,32	85,65	65,7	-	5,11	0
03/06	0,3	85,65	83,73	-	0	18,03
03/07	0,21	90,55	83,73	-	4,9	0
03/08	0,15	92,17	83,73	-	1,62	0
03/09	0,13	92,17	91,13	-	0	7,4
03/10	0,13	95,11	91,13	-	2,94	0

- **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,5$ s ;
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode dans le sens x.

- **Vérification de la période : [Article A.4.2.4.4 / RPA99, V2003]**

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dynamique} = 1,5s < 1,3 \quad T_{statique} = 1,3 \times 0,64 = 0,832s$$

- **La résultante des forces sismiques :** [Article 4.3.6 / RPA99, V2003]

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Soit :

$$V = \frac{A \times D \times R}{R} W$$

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif du calcul de la force sismique statique.

A	D		Q		R	W[KN]	V _{statique} [KN]	
	D _x	D _y	Q _x	Q _y			V _{statique x}	V _{statique y}
0,15	0,81	2,01	1,15	1,10	4	52619,9005	1838,08	4362,85

D'après le fichier des résultats donnés par le logiciel ROBOT on a :

Tableau V.4 : Tableau de vérification de la résultante des forces sismiques

	0,80V _{statique} [KN]	V _{dynamique} [KN]	V _{dynamique} ≥ 0,80 V _{statique}
SensX-X	1470,46	3598,02	Condition vérifiée
SensY-Y	3490,28	3617,49	Condition vérifiée

- **Calcul et vérification des déplacements :** [Article 4.4.3 / RPA99, V2003]

La vérification des déplacements latéraux inter étages est l'un des vérifications préconisées par le RPA99. En effet l'inégalité ci-dessous doit obligatoirement être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

On a :

$$\begin{cases} \Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ avec } \delta_k^x = R\delta_{ek}^x \\ \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y \text{ avec } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y \end{cases}$$

Δ_k : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 (Δ_k^x dans le sens x-x et Δ_k^y dans le sens y-y) ;

δ_{ek} : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K obtenu par ROBOT ;

R : Coefficient de comportement de la structure [Tableau 4-3 du RPA99, V2003] ;

$\bar{\Delta}$: Déplacement relatif admissible égale à 0,01 h_K [Article 5.10 / RPA99, V2003] ;

h_e : La hauteur de l'étage en [m].

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Tableau V.5 : Déplacement relatif de tous les niveaux.

Niveau	h_k [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]	δ_{ek}		SensX	Sens-Y
S-Sol	340	3,40	0,8	0,5	CV	CV
RDC	340	3,40	1,3	1,0	CV	CV
1^{er} Etage	340	3,40	1,7	1,4	CV	CV
2^{eme} Etage	340	3,40	2,0	1,7	CV	CV
3^{eme} Etage	340	3,40	2,2	1,9	CV	CV
4^{eme} Etage	340	3,40	2,2	2,0	CV	CV
5^{eme} Etage	340	3,40	2,2	2,0	CV	CV
6^{eme} Etage	340	3,40	2,1	2,0	CV	CV
7^{eme} Etage	340	3,40	2,0	2,0	CV	CV
8^{eme} Etage	340	3,40	1,9	1,9	CV	CV
9^{eme} Etage	340	3,40	1,7	1,8	CV	CV
10^{eme} Etage	340	3,40	-1,1	1,9	CV	CV

- **Constatations :**

On constate que pour les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles.

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :[Article A.5.9/RPA99,V2003]

Les effets du second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$$P_k = \sum_{i+k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \text{ et } V_k = \sum_{i+k}^n F_i \rightarrow F_i = \frac{W_i \times h_i \times (V_t - F_t)}{\sum W_i \times h_i}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ;

h_k : Hauteur du niveau k ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k ;

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

V_t : Force sismique totale

Avec aussi :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0,07T.V & \text{Si } T > 0,7 \text{ s} \end{cases} \quad [\text{Formule 4.2.5 / RPA99, V2003}].$$

On a $T = 0,59 \text{ s} < 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$

Remarque :

▪ Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$

▪ Si $\theta_K > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats obtenus depuis le logiciel ROBOT sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Tableau récapitulatif de la vérification de l'effet P- Δ

Niveau	h_K [cm]	P_K [KN]	V_K [KN]		Δ [m]		θ		$\theta \leq 0,10$	
			x	y	x	y	x	y	x	y
S-Sol	3,06	14266,84	169,74	8696,75	0	0,5	0	0,5	CV	CV
RDC	3,06	11480,31	127,99	6903,24	0,1	1,5	0	1	CV	CV
1 ^{er} Etage	3,06	11458,51	95,04	6237,05	0,1	2,8	0	1,4	CV	CV
2 ^{eme} Etage	3,06	10919,85	85,95	5631,12	0,2	4,5	0,1	1,7	CV	CV
3 ^{eme} Etage	3,06	11629,06	104,52	4796,48	0,2	6,4	0,1	1,9	CV	CV
4 ^{eme} Etage	3,06	10962,37	85,79	3951,19	0,3	8,3	0,1	2	CV	CV
5 ^{eme} Etage	3,06	10578,61	74,16	3653,65	0,3	10,3	0,1	2	CV	CV
6 ^{eme} Etage	3,06	10612,83	58,19	2826,58	0,4	12,3	0,1	2	CV	CV
7 ^{eme} Etage	3,06	10578,82	33,69	2036,18	0,4	14,3	0,1	2	CV	CV
8 ^{eme} Etage	3,06	10168,04	26,13	1778,1	0,5	16,3	0	1,9	CV	CV
9 ^{eme} Etage	3,06	10074,49	-11,04	-25,24	0,5	18,1	0	1,8	CV	CV
10 ^{eme} Etage	3,06	820,52	0,43	68,7	0,6	20	0,1	1,9	CV	CV

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus la condition $\theta \leq 0,10$ est vérifiée dans tous les niveaux ce qui veut dire que l'effet P- Δ est négligeable dans les deux directions.

Chapitre VI :

Etude des portiques

VI .1. Introduction :

L'étude des portiques est une étude d'un système poteaux poutre qui sont des éléments structuraux porteurs faisant partie du système de contreventement et qui offrent la stabilité à la structure, leur rôle est de transmettre les charges verticales et horizontales aux fondations.

VI.2 Définitions :**VI.2.1.Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.2.2.Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé. Ils constituent des points d'appuis des poutres principales et secondaires pour transmettre les charges de la super structure aux fondations, et sont sollicités à la flexion composée.

VI.3. Etude des portiques :**Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G** : Charges permanentes
- Q** : Charges d'exploitations
- E** : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :**➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires : (CBA93)**

- **E.L.U.** : $1.35G + 1.5Q$
- **E.L.S.** : $G + Q$

➤ Combinaisons accidentelles : RPA99 (version2003)

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux (contreventement mixte voiles – portiques)}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel autodesk robot structural analyse 2016.

Etude des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- ✓ Poutres principales : $(30 \times 40) \text{cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $(30 \times 40) \text{cm}^2$

a. Ferrailage réglementaire :**❖ Recommandation du RPA99 (version 2003):**

Armatures longitudinales {

[Article 7.5.2.1 / RPA99, V2003]

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en zone IIa.
- Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en zone IIa.
- Longueur de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.

Armatures transversales

[Article 7.5.2.2 / RPA99, V2003]



Armatures minimales :

$$A_{\text{min}} = 0,003 \times S \times b$$

Avec :

- B** : Section de la poutre en (cm^2) ;
- b** : Largeur de la section en (cm^2) ;
- S** : L'espacement des armatures transversales en (cm) .

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

❖ Recommandation du BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales (armatures tendues) en flexion simple est :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

b. Les sollicitations des poutres :

À l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel ROBOT, on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.

Section	Poutre principale			Poutre secondaire		
	(30 × 40) cm ²			(30 × 40) cm ²		
Sollicitation	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	T [KN]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	T [KN]
État limite ultime	61,73	-129,1	358,89	50,67	-58,83	292,42
État limite de service	45,02	-94,59		37,01	-42,97	
Situation accidentelle	80,25	-140,78		210,9	-229,38	

➤ **Armatures longitudinales :**

↪ **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- Poutres principales : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$

↪ **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

- Poutres principales : $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30\text{cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30\text{cm}^2$

Exemple de calcul : Poutres principales (30 × 40) cm²

b.3. En travée :

➤ **Situation durable et transitoire :**

$$M_t^u = 61,73 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{61730}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,112$$

$$\mu = 0,112 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,149$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,940$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{61730}{348 \times 0,940 \times 36} = 5,24 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^s = 45,02 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> ↻ Flexion simple ↻ Section rectangulaire avec \bar{A}_t ↻ Acier FeE400 ↻ Fissuration peu nuisible 	}	$\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$
---	---	---

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{61,73}{45,02} = 1,73$$

$$\alpha = 0,149 < \frac{1,73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,615 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Situation accidentelle :

$$M_t^{\text{acc}} = 80,25 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{80250}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,145$$

$$\mu = 0,145 < \mu_l = 0,379 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\hat{A} \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma_s = 1$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,197$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,921$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{80250}{400 \times 0,921 \times 36} = 6,05 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \rightarrow A_t = 8,01 \text{ cm}^2$$

b.2. En appuis :❖ **Cas fondamentaux :**➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_a^u = -129,1 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{129100}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,234$$

$$\mu = 0,234 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,338$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,865$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{129100}{348 \times 0,865 \times 36} = 11,90 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_a^s = -4,849 \text{ KN.m}$$

↪ Flexion simple

↪ Section rectangulaire avec Á

↪ Acier FeE400

↪ Fissuration peu nuisible

$$\alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{129,1}{94,59} = 1,39$$

$$\alpha = 0,199 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,436 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Situation accidentelle :

$$M_a^{\text{acc}} = -140,78 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{140780}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,255$$

$$\mu = 0,255 < \mu_l = 0,379 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_i \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma_s = 1$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,375$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,850$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_{\text{tacc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{140780}{348 \times 0,850 \times 36} = 13,22 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

- **Détermination des armatures:**

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\text{min(BAEL)}})$$

$$A_a = \max(11,90; 13,22; 5,22)$$

$$A_a = 13,22 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5\text{HA}14 + 3\text{HA}16 \rightarrow A_a = 13,73 \text{ cm}^2$$

b.3. Vérification de l'effort tranchant des armatures transversales :

$$T_u^{\text{max}} = 121,27 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u ? \leq 0,267 a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9d = 27 \text{ cm}$$

$$T_u = 121,27 \times 10^3 \text{ N} < 121270 \text{ N} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

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

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_l = 8,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(121270 - \frac{129100}{0,9 \times 36} \right) 10^{-2} = 3,37 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

c) Vérification si les armatures transversale sont perpendiculaires à la ligne de moyennes :

Nous avons :

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{121270}{30 \times 36 \times 100} = 1,123 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\mathcal{T}} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\mathcal{T}_u = 1,123 \text{ Mpa} < \bar{\mathcal{T}} = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

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

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

ϕ_l : diamètre maximale des armatures longitudinale

b : largeur de la nervure

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{25}{10} ; 1 \right) = 1,1 \text{ cm}$$

On prendre $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec nuance d'acier FeE235

Choix : $4\phi 8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

e) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\mathcal{T}_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b \cdot (\mathcal{T}_u - 0,3f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 \cdot (1,123 - 0,3 \times 2,1)} = -25,55 \text{ cm} \rightarrow \text{valeur rejetée}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 36 ; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \delta_{t3} \cdot \sin \alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot 0,4 \cdot \sin \alpha} \geq \delta_{t3}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot 0,4 \cdot \sin \alpha} \Rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,4 \times \sin 90} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99 (version 2003)** :

▪ **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 2,01; 30 \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

▪ **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm en zone courante} \end{array} \right.$$

f) Vérification des armatures transversales :

▪ **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

▪ **Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

b.4. Longueur de recouvrement :

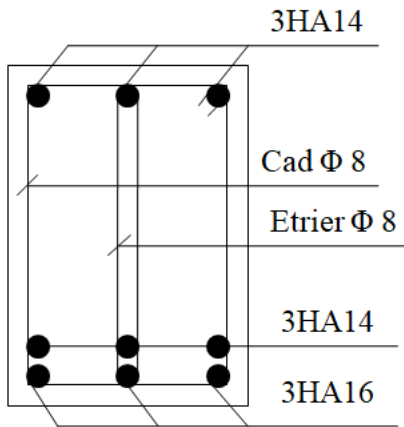
$$L_r = 40\phi_{\max}$$

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

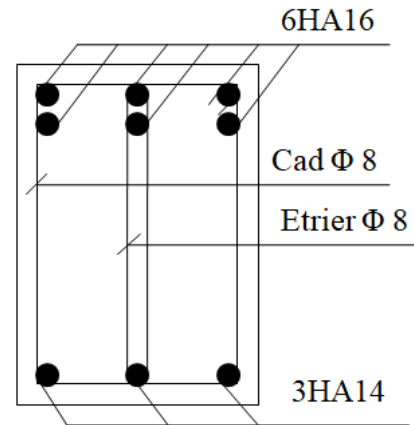
Type des poutres		Amin [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Choix A [cm ²]	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutre principale (30x40)	Travées	1,30	6,00	6,05	3HA14 + 3HA12	8,01	
	Appuis			13,22	5HA14 + 3HA16	13,73	
Poutre secondaire	Travées	1,30	6,00	10,30	3HA16 + 3HA14	10,65	

(30x40)	Appuis			11,30	6HA16	12,06	
---------	--------	--	--	-------	-------	-------	--

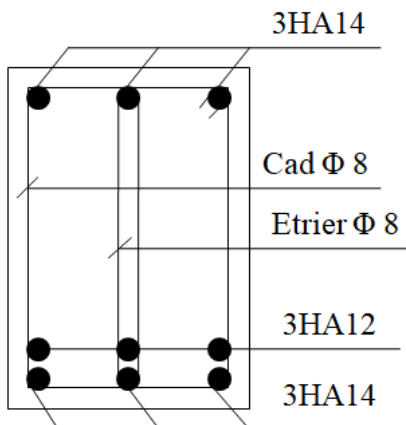
Ferraillage des poutres :



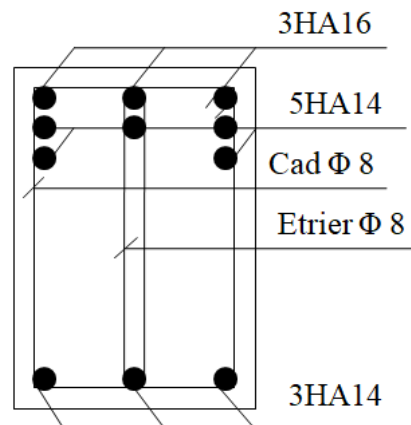
En travée



En appuis



En travée



En appuis

V.3.3. Etude des poteaux :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissants (M_{y-y} , M_{z-z}).

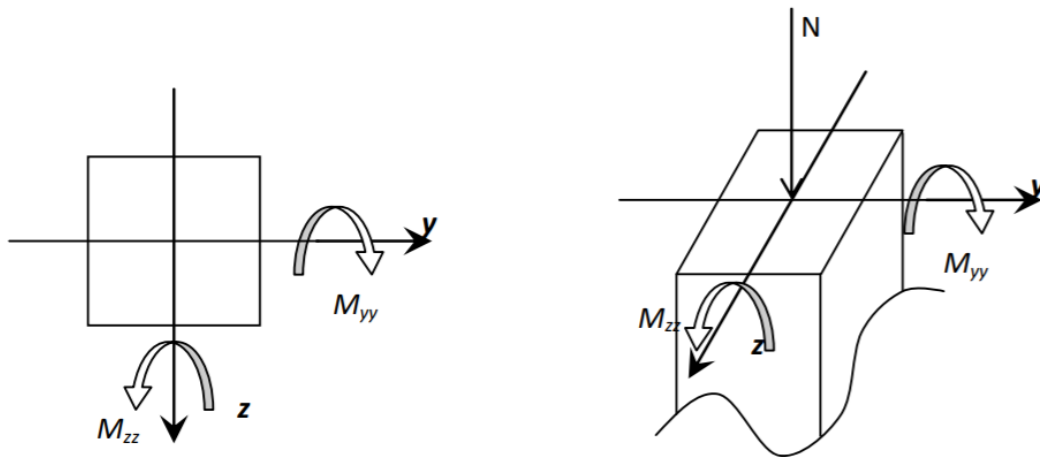


Fig.VI.1 : Sollicitation sur les poteaux.

b.4. Combinaison de charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon les règles BAEL 91 : (situation durable et transitoire)

$$\begin{cases} \text{ELU} \dots\dots\dots 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \dots\dots\dots G + Q \end{cases}$$

Selon le RPA99/version 2003 : (situation accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

b.4. Principe de calcul :

- 1) $N_{\max}, M_{zz \text{ corr.}}, M_{yy \text{ corr.}}$
- 2) $M_{zz \text{ max}}, N_{\text{corr.}}$
- 3) $M_{yy \text{ max}}, N_{\text{corr.}}$
- 4) $N_{\min}, M_{zz \text{ corr.}}, M_{yy \text{ corr.}}$

❖ Les armatures longitudinales :

➤ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Pour les armatures longitudinales on doit respecter les conditions suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences (HA), droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de $0,8 \% \times B$ en zone IIa ;

- Leur pourcentage maximale sera de $\begin{cases} 4\% \times B \text{ en zone courante ;} \\ 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_{l_{\max}}$ en zone IIa ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique) ;
- Les longueurs (l') à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et a : Section d'un poteau;

he: Hauteur libre entre deux étages.

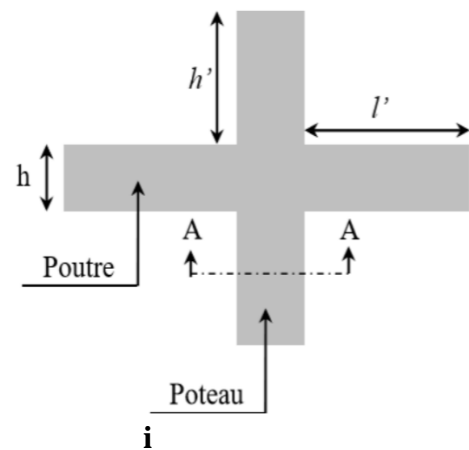


Fig.VI.2 : schéma de la zone nodale du poteau.

❖ Les armatures longitudinales :

➤ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux A t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant en (N) ;

a : Hauteur totale de la section brute en (cm) ;

f_e : Limite élastique des armatures transversales en (Mpa) ;

ρ_a : Coefficient qui dépend de l'élancement géométrique.

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75 \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales en (cm). L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale $\rightarrow \delta_t \leq \min(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \dots$ **Zone IIa.**
- En dehors de la zone nodale (zone courante) $\rightarrow \delta_t \leq 15\Phi_1 \dots$ **Zone IIa.**

La section minimale des armatures transversales est calculée à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \quad \text{en \% est donné comme suit :}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4 \% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8 \% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

❖ Recommandation du BAEL91 :

➤ Les armatures longitudinales :

La section A l des armatures longitudinales doivent respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 - $0,1 \% B \leq A_L \leq 4\% B$
- } Pour section entièrement comprimée.

Avec :

B : La section totale du poteau en (cm²).

$$A_{min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \quad \text{pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit Respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

b : étant la petite côté du rectangle en (cm).

Armatures minimales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] \rightarrow \text{pour la compression simple;} \\ A_{\min} = 0,23 \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow \text{pour la flexion simple.} \end{array} \right.$$

➤ **Les armatures transversales : [Article A.8.1.3 / BAEL91]**

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

- L'espacement des armatures transversales est de :

$$\delta_t = \min (\phi_{lmin}; 40cm; b + 10cm)$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau en (cm) ;

ϕ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance en (cm).

On doit prévoir trois cours d'armatures transversales, Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales.

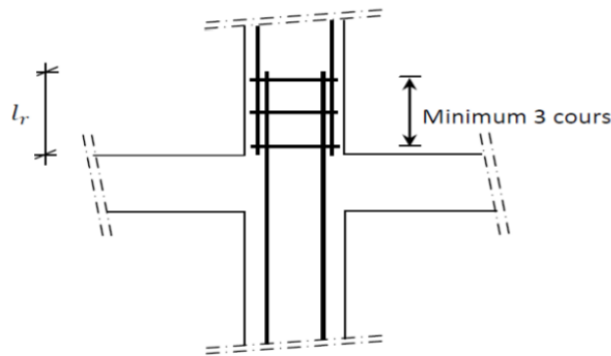


Fig.VI.3 : les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Les sollicitations des poteaux :**Tableau VI.3 :** Les sollicitations de calcul.

combinaison	sollicitation	poteaux			
		55×55	50×50	45×45	40×40
E.L.U	N _{max}	2782,31	2782,31	1126,27	464,89
	M _{corr}	19,08	129,1	40,81	18,42
0,8 G ± E	N _{min}	-2201,67	-3161,98	-395,12	-142,46
	M _{corr}	113,97	292,09	216,16	16,83
G + Q ± E	M _{max}	144,6	221,6	59,48	175,01
	N _{corr}	1580,32	5975,51	620,1	176,4

1^{er} Cas :➤ **Les armatures longitudinales :**

$$B = 55 \text{ cm} ; \quad a = 60 \text{ cm} ; \quad d = 50 \text{ cm}$$

➤ **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 2782,31 \text{ KN}$$

$$M = 19,08 \text{ KN.m}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1908}{2782,31} = 0,69 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,69 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

⇒ le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

❖ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_{bc}}{100 \sigma_s} = \frac{2782,31 - 100 \times (55 \times 55) \times 14,2}{100 \times 348} = -43,48 \Rightarrow A'_1 = 0$$

❖ **Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F) :**▪ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec :

$$67 \times \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0,69}{55} = 0,841 \text{ cm} < 60$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{h}$$

▪ **Longueur de flambement L_f :**

$$L_f = 0,7l \Rightarrow 0,7 \times 3,06 = 2,142m \quad (\text{Bâtiment à étages multiples})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{2,142}{0,55} = 13,48$$

$$\lambda = 13,48 \leq \max[50 ; 5,58] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N \times \alpha$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

1) **Excentricité de premier ordre : [BAEL 91 r99/art A.4.3,5] :**

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

2) **Excentricité additionnelle : [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5] :**

$$e_a = \max \left[2cm ; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2cm ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = \max[2cm ; 1,22cm] = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,69}{55} = 0,013cm < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{13,48}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,03$$

$$N'_1 = 2782,31 \times 1,03 = 2865,78KN$$

$$M' = 2865,78 \times (0,69 + 2) = 77,38KN.m$$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal (N'_1) :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{77,38}{2865,78} = 0,027m = 2,7cm$$

$$e_1 = 2,7cm < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,5cm$$

⇒ L'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieure de la section.

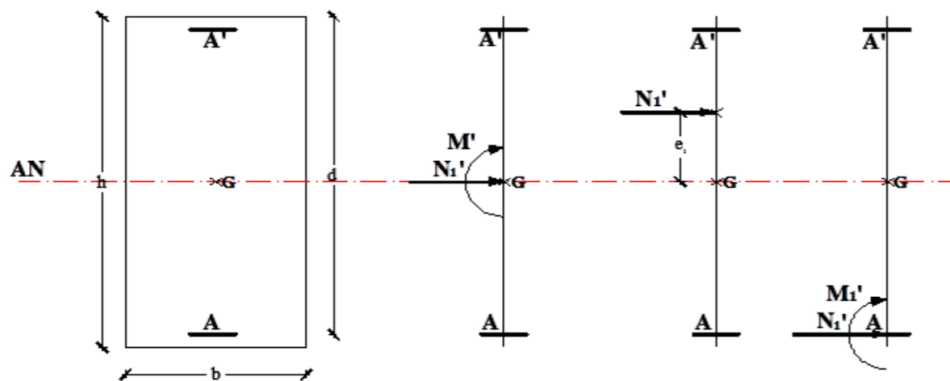


Fig.VI.4 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- ✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h \stackrel{(I)}{?} \leq N'_1 \times (d - c_1) - M'_1 \stackrel{(II)}{?}$$

- ✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 77,38 + 2865,78 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} \right) = 707,85 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 55 \times 55 \times 10^{-3} = 6222,032 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2865,78 \times (0,495 - 0,05) - 707,85 = 567,422 \text{ KN.m}$$

$$(I) = 6222,032 \text{ KN.m} \geq (II) = 567,422 \text{ KN.m}$$

⇒ la section est partiellement comprimée

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{707850}{14,2 \times 55 \times 49,5^2} = 0,369$$

$$\mu = 0,112 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,610$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,756$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{707850}{348 \times 0,756 \times 49,5} = 54,35 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 54,35 - \frac{2782310}{100 \times 348} = -25,6 < 0$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

✓ **Combinaison accidentelle : (G + Q ± E ; 0,8 G ± E)**

2^{ème} Cas :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

➤ **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 2201,67 \text{ KN}$$

$$M = 113,97 \text{ KN.m}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{113,97}{2201,67} = 0,052 \text{ m} = 5,2 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

$$e_0 = 5,2 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple

avec un moment fictif $M_f = N \times e'$

$$e' = e_1 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 5,2 + \left(49,5 - \frac{55}{2}\right) = 27,2 \text{ cm}$$

$$M_f = 2201,67 \times 27,2 \times 10^{-2} = 598,85 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{598850}{14,2 \times 55 \times 49,5^2} = 0,313$$

$$\mu = 0,313 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,485$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0,806$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7598850}{348 \times 0,806 \times 49,5} = 43,13 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 54,35 - \frac{2201670}{100 \times 348} = -20,14 < 0$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

3^{ème} Cas :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

- **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 1580,32 \text{ KN}$$

$$M = 144,6 \text{ KN.m}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{144,6}{1580,32} = 0,092 \text{ m} = 9,2 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

$$e_0 = 5,2 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N \times e'$

$$e' = e_1 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 9,2 + \left(49,5 - \frac{55}{2}\right) = 31,2 \text{ cm}$$

$$M_f = 1580,32 \times 31,2 \times 10^{-2} = 493,06 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{493060}{14,2 \times 55 \times 49,5^2} = 0,258$$

$$\mu = 0,258 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{À n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,304$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,879$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{493060}{348 \times 0,806 \times 49,5} = 35,51 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 35,51 - \frac{1580320}{100 \times 348} = -9,90 < 0$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

a) **Armatures minimales :**

✓ **Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,8\% (b.h) = 0,008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% (b.h) = 0,004 \times 55 \times 55 = 12,10 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% (b.h) = 0,006 \times 55 \times 55 = 18,15 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ **Condition imposée par le B.A.E.L 99 :**

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right]$$

$$A_{\min} = \max[6,05 \text{ cm}^2; 8,8 \text{ cm}^2] = 8,8 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{RPA}} = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{CBA}} = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{CBA}}) = 24,2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$8\text{T}20 \longrightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'état limite de service :**

$$N_{\max} = 1072,51 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 26,75 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26,75}{1072,51} = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

\Rightarrow Compression centrée Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

b) **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier de résultats ROBOT 2016 :

$$T_{\max} = 250,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{250850}{55 \times 49,5 \times 100} = 0,92 \text{ Mpa}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,92 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

\Rightarrow Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Tableau VI.4 : vérification des contraintes de cisaillement (selon BAEL.91)

Poteaux (cm)		T_{max} [KN]	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
b	h				
55	55	250,85	0,92	3,33	Condition vérifié
50	50	358,89	1,60	3,33	Condition vérifié
45	45	39,01	0,21	3,33	Condition vérifié
40	40	111,01	0,77	3,33	Condition vérifié

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

↪ **Suivant les règles BAEL91/A.8.1.3 :**

$$\phi \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

➤ **Espacement des armatures transversales :**

↪ **Suivant les règles BAEL 91 :**

$$t \leq \min(15\phi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(15 \times 1,2; 40 \text{ cm}; 65) = 18 \text{ cm}$$

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

↪ **D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)**

▪ **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_{lmin}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2; 15) = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

▪ **Zone courant :**

$$t \leq 15\phi_{lmin} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

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

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{\delta_t \times \rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

δ_t : est en fonction de λ_g

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{\lambda_g}{a} ; \frac{\lambda_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{214,2}{55} = 3,9 < 5$$

$\rho_a = 3,75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

$\lambda_g = 3,9$ si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \times b \times \delta_t = 0,003 \times 55 \times 10 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,8\% \times b \times \delta_t = 0,008 \times 55 \times 10 = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{10 \times 3,75 \times 250850}{55 \times 400 \times 100} = 4,3 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

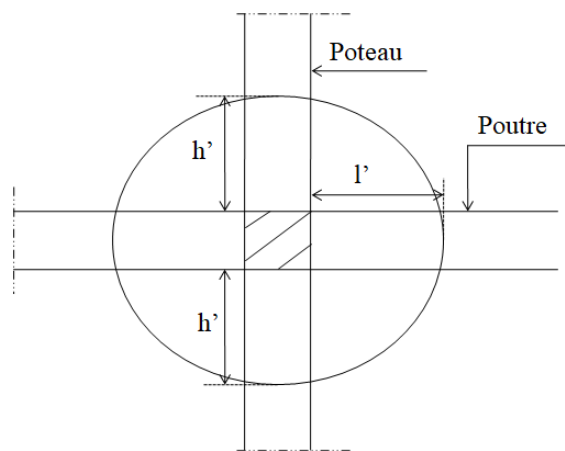


Fig.VI.5 : Zone nodale du poteau.

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2h = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 55; 55; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement:**

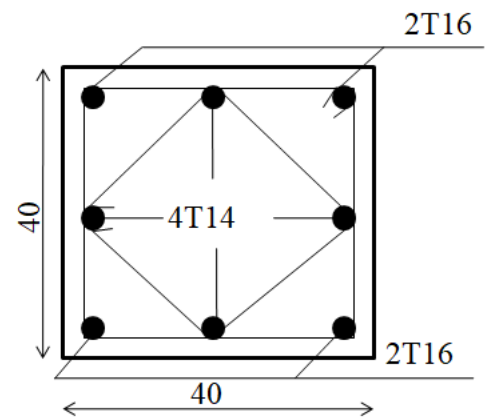
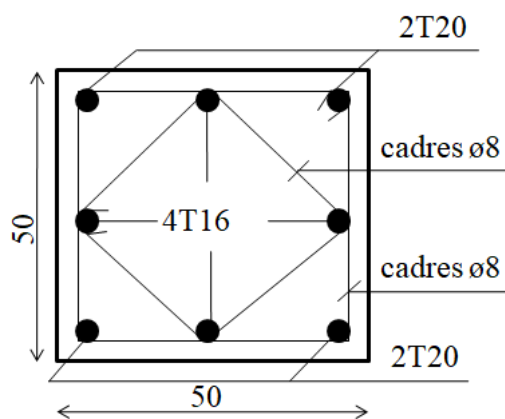
$$L_r = 40\phi_{lmax}$$

Remarque : Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même manière que le poteau précédant « Poteau (55×55) cm² » ; et ce ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau. VI.5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux

Type	Poteau	Armature longitudinale						Armature transversale		
		A _{cal} [cm ²]	A _{minRPA} [cm ²]	A _{minBAEL} [cm ²]	A _{max} [cm ²]	Choix d'armatures	L _r [cm]	A _t	Espacement courant [cm]	Espacement nodale [cm]
1	55×55	21,8	24,2	8,8	24,2	8T20	80	Φ8	15	10
2	50×50	19	20	8	20	4T20+4T16	80	Φ8	15	10
3	45×45	15,4	16,2	7,2	16,2	4T20+4T14	80	Φ8	15	10
4	40×40	2,6	12,8	6,4	12,8	4T14+4T16	80	Φ8	15	10

➤ **Schéma de ferrailage des poteaux :**



Chapitre VII :

Etude des Voile

VII.1. Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VII.1.1 Voile périphérique :

Selon le R.P.A 99 articles 10.1.2, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (horizontal et vertical)
- le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 %
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

❖ **Détermination des sollicitations :**• **calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$V_b = h \times e \times 1 \text{ ml} = 3,06 \times 0,20 \times 1 = 0,612 \text{ m}^3.$$

$$P_{pr} = 25 \times 0,612 = 15,30 \text{ KN}.$$

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$N = 1,35 \times 12,125 = 16,369 \text{ KN}$$

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

$$N = P_{pr} = 12,125 \text{ KN}.$$

a) Calcul de la poussée de terre :

$$\sigma = K_a \times \gamma \times h$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne du sol en (Deg) ;

δ : Angle de frottement mur-sol en (Deg) ;

γ : Poids volumique du sol en (KN/m³) ;

K: Coefficient dû aux surcharges obtenues à partir de la table de Caquot et Kristel ;

σ : La contrainte de la poussée des terres en (KN/m²) ;

q : une charge uniformément répartie en (KN/m²).

Avec :

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi ; \quad \varphi = 35^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{KN/m}^3 \quad ; \quad K_a = 0,247$$

❖ Calcul des contraintes :

Pour $h = 0$:

$$\sigma_0 = 0 \text{KN/m}^2$$

Pour $h = 3,06$:

$$\sigma_{3,06} = 0,247 \times 17 \times 3,06 = 12,85 \text{KN/m}^2$$

$$q = \frac{\sigma_0 + \sigma_{3,06}}{2} = \frac{0 + \sigma_{3,06}}{2} = 6,42 \text{KN/m}^2$$

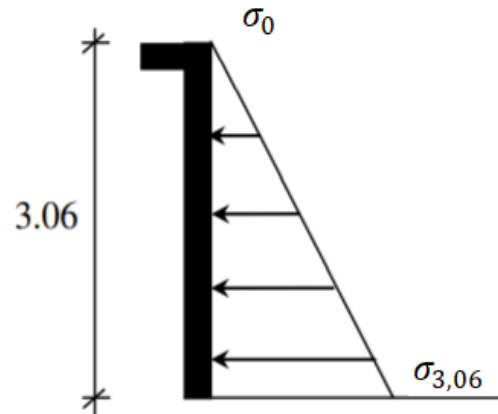


Fig.VII.1 : Schéma des contraintes de voile périphérique.

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie $q = 6,42 \text{KN/m}^2$

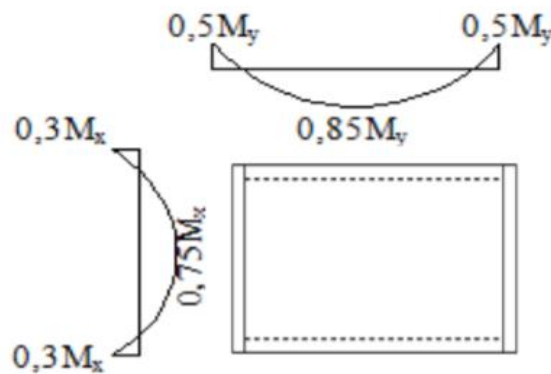


Fig.VII.2 : Schéma du panneau de la dalle appuie sur 4 coté.

c. Combinaison fondamentales :

Tableau VII.1 : Tableau des combinaisons fondamentales.

	\bar{q} [KN/m ²]		q [KN/m ²]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Formule	1,35 × q	q	$\bar{q}_u \times 1$	$\bar{q}_s \times 1$
Résultat [cm]	8,67	6,42	8,67	6,42

d. Calcul des sollicitations :➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \text{ Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \text{ Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times M_y^{ser} \text{ Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \text{ Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec μ_x et μ_y : Des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x et l_y .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{306}{450} = 0,68$$

$0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Longueur L[m]		ELU					ELS				
		\bar{q} [KN/m ²]	μ_u	M ₀ [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	\bar{q} [KN/m ²]	μ_{ser}	M ₀ [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]
Lx	3,06	8,67	0,0786	6,38	-1,91	4,79	6,42	0,0842	5,06	-1,52	3,80
Ly	4,50										

• **Calcul des hauteurs utiles :**

On a : $h_0 = 20$ cm et $a = 2$ cm (Fissuration préjudiciable)

Diamètre des armatures

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10}$$

Avec : $h_0 = 20$ cm.

$$\phi_{max} \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prendra : $\phi_{max} = 10$ mm

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

	Enrobage		Hauteur utile	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Formule	$C_x = a + \frac{\phi}{2}$	$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$	$d_x = h_d - C_x$	$d_y = h_y - C_y$
Résultat [cm]	2,5	3,5	17,5	16,5

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même, donc on va prendre le moment maximal (moment en travée).

- **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

Sens x-x :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{tx}^u = 4,79 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4790}{14,2 \times 100 \times 17,5^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4790}{348 \times 0,994 \times 16,2} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (Condition non fragilité) :

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (1,33 ; 1,60) \Rightarrow A_t = 1,60 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_0 ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 20 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Choix des armatures :

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

Tableau VII.4 : Tableau de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

Sens	M [KN.m]	A _{cal} [cm ² /ml]	A _{min} [cm ² /ml]	A _{max} [cm ² /ml]	Choix des armatures
x-x	4,79	0,79	1,60	1,60	5T10/ml A = 3,93 cm ² /ml
y-y	2,05	0,36	1,60	1,60	5T10/ml A = 3,93 cm ² /ml

➤ Etat limite de service (ELS) :

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

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_s = 201,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_x^{ser} = 3,80 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 17,5 = 20,65$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 20,65} = 3,99$$

$$I = \frac{B \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A(d - y_1)^2 = \frac{450 \times (3,99)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (17,5 - 3,99)^2$$

$$I = 20287,74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{3,80 \times 10^3}{20287,74} = 0,198$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,198 \times 3,99 = 0,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0,198 \times (17,5 - 3,99) = 40,12 \text{ Mpa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b = 0,79 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ Mpa}$$

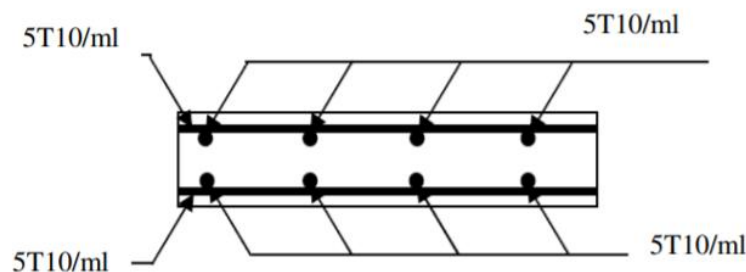
$$\sigma_s = 40,12 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ Mpa}$$

⇒ Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

Tableau VII.5 : Tableau de ferrailage du voile périphérique à l'ELS.

Sens	x-x	y-y
$\bar{\sigma}_b$	12	12
σ_b	0,79	0,50
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Condition vérifié	Condition vérifié
$\bar{\sigma}_s$	187	187
σ_s	40,12	24,65
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Condition vérifié	Condition vérifié
Conclusion	Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.	

Schéma de ferrailage :



VII.1.2 Voiles de contreventement :

Ferraillage des voiles de contreventement :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 V 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- ✓ Des aciers verticaux
- ✓ Des aciers horizontaux.

❖ Ferraillage des voiles :

↳ **Exemple de calcul :**

1^{er} cas : combinaison accidentel → G+Q±E_x

$$\begin{cases} N_{corr}=1071,06\text{KN} \\ M_{max}=826,13\text{KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{826,13}{1071,06} = 0,77$$

$$e_G = 0,77\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{4,5}{6} = 0,75\text{cm} \rightarrow \text{compression excentrée}$$

Excentricité du 1^{er} ordre à l'E.L.U.R :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20 \cdot e_G}{h}\right) \rightarrow \frac{0,7 \times 450}{306} = 1,03 \leq \max\left(15; \frac{20 \cdot 0,77}{306}\right) = 5,03$$

$$\frac{l_f}{h} = 1,03 \leq 15$$

→ Calcul en flexion composée avec des sollicitations majorées Mu^* et Nu^* en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité du second ordre.

Excentricité du 2^{eme} ordre :

$$e_2 = \frac{3(l_f)^2 \times (2 + \alpha\phi)}{10^4 \times h} \Rightarrow \text{Avec: } \alpha = 0,5 \text{ et } \phi = 2 \text{ en générale}$$

$$e_2 = \frac{3(0,7 \times 306)^2 \times (2 + 0,5 \times 2)}{10^4 \times 450} = 0,1 \text{ cm}$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) \Rightarrow \text{avec } L = 450 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{450}{250}\right) = \max(2 \text{ cm} ; 1,8) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_G + e_a + e_2 = 61 + 2 + 0,1 = 63,10 \text{ cm}$$

$$M_u^* = N_u^* \times e_1 = 1071,06 \times 0,631 = 675,84 \text{ KN.m}$$

$$e_1 > \frac{h}{2} - d_1 \quad \text{avec: } d_1 = \frac{h}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

$$e_1 = 63,10 \text{ cm} < \frac{450}{2} - 45 = 180 \Rightarrow \text{appliquée à l'intérieur de la section}$$

\Rightarrow section entièrement comprimée

$$M_u^* = N_u [e_1 + \left(\frac{h}{2} - d_1\right)] = 1071,06 \times (0,631 + 1,8) = 1832,58 \text{ KN.m}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,90 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sl} > \varepsilon'_s = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = E_s \times \varepsilon'_s = 365,4 \text{ Mpa}$$

$$A_1 = \frac{M_u^* - b \times h \times \sigma_{bc} \times (0,5 - d_2)}{\sigma_2 (d - d_1)}$$

$$A_1 = \frac{1832,58 \times 10^5 - 20 \times 450 \times 14,2 \times (0,5 - 45)}{365,4 \times (405 - 45)} = 57,16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1071,06 - 20 \times 450 \times 14,2}{348} - 57,16 = -77,76 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 57,16 - 77,76 = -20,6 \text{ cm}^2 < 0$$

Signifie que la section du béton résiste toute seule Armatures minimales

2^{ème} cas : combinaison accidentel $\rightarrow 0,8G+E_y$

$$\begin{cases} N_{\text{corr}} = 574,45 \text{ KN} \\ M_{\text{max}} = 20,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{corr}}} = \frac{20,54}{574,45} = 0,036$$

$$e_G = 0,36 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{4,5}{6} = 0,75 \text{ cm} \rightarrow \text{compression excentrée}$$

Le calcul se fait en flexion simple :

$$N_u \leq \alpha \left[B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

La section réduit B_r :

$$B_r = (20 - 2) \times (450 - 2) = 8064 \text{cm}^2$$

Pour une section rectangulaire (b×h)

$$\rightarrow \lambda = 3.46 \cdot \frac{l_f}{b} = 3.46 \cdot \frac{214,2}{20} = 37,06 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{37,06}{35} \right)^2} = 0,69$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{574,45 \times 10^3}{0,69} - \frac{8064 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{1,15}{400} \right] \times 10^{-2}$$

$$A_u = -405,4 < 0$$

Signifie que la section du béton résiste toute seule Armatures minimales

- **Selon BAEL91**

$$A_{min} = \max \left(\frac{0,2 \times a \times h}{100} ; \frac{0,8(a + h)}{100} \right) = \max(12,24 ; 2,61) = 12,24 \text{cm}^2$$

- **Selon RPAV2003**

Zone d'about :

$$A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot h = 9,18 \text{cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{min} = 0.1\% \cdot a \cdot h = 6,12 \text{cm}^2$$

Armatures finales :

$$A = \max(A ; A_{min \text{BAEL}} ; A_{min \text{RPA}}) = 12,24 \text{cm}^2$$

Zone courante :

$$2 \times 4 \text{T14/ml} \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Zone d'about :

$$2 \times 4 \text{T14/ml} \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{8} = 3,06 \text{cm}^2$$

$$2 \text{T14/ml} \rightarrow A = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre VIII :

Fondation

VIII.2. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol est : $\sigma_{sol} = 2,7bars$

VIII.2. Choix du type de fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2.7 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant les paramètres suivants.

- La charge transmise provienne de la structure.
- La qualité du sol d'assise.

Pour cela on doit vérifier s'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles (isolées et filantes), c'est-à-dire que :

$$\frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \leq 50 \%$$

❖ Semelle isolé :

Carrée de dimension a x a.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{a \cdot a} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

❖ Semelles filantes :

De dimensions B . L.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{B \cdot L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Surface du bâtiment = 5 421 900 cm²

Surface des semelles = 4 588 033,50 cm²

$$\Rightarrow \frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \cdot 100 = 85 \%$$

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.

VII.3. Etude du radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présent les avantages suivants.

VIII.3.1. Dimensionnement du radier :**➤ L'épaisseur du radier****Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art . A.5.1) .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU .

b : désigne la largeur.

γ_b : 1,5

d : 0,9h.

b : 1m.

avec : $V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 4.3 m.

$$q_u = \bar{\sigma}_{\text{sol}} \cdot 1\text{m} = 270 \cdot 1\text{m} = 270 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{270 \cdot 4.3}{2} = 580.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{580.5}{1.0.9h} \leq \frac{0.07.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{580.5 \cdot \gamma_b}{0.9 \cdot 1.0 \cdot 0.07 \cdot f_{c28}} \Rightarrow h \geq \frac{540 \cdot 1.15}{0.9 \cdot 1.0 \cdot 0.07 \cdot 25} \Rightarrow h \geq 57.48 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur du radier $h = 60 \text{ cm}$.

➤ **Condition de flèche :**

La hauteur des nervures doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche :

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

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a : $L = 4.3 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{580.5}{15} \leq h \leq \frac{580.5}{10} \\ 38.7 \text{ cm} \leq h \leq 58.05 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 60 \text{ cm}$$

VIII.3.2. Dimensionnement du débord :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hr}{2}, 30 \text{ cm} \right)$$

On prend $D = 50 \text{ cm}$

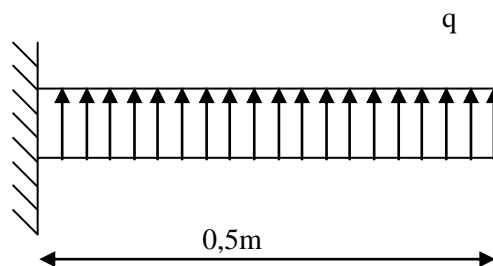


Fig.VIII.1 : schéma statique du débord

VIII.3.4. Dimensionnement des nervures :

➤ **Hauteur de la nervure:**

Condition de flèche :

$$h_n \geq L_{\max} / 10 ; L_{\max} = 4.3 \text{ m}$$

On prend : $h_n = 50 \text{ cm}$

Condition de la longueur élastique:

$$L_e = \left[\frac{4EI}{Kb} \right]^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 5,40m.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$d'où : \quad h_n \geq \left[\frac{3.k.\left(\frac{2.L}{\pi}\right)^4}{E} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$h_n \geq 78,23 \text{ cm.}$$

On adopt: $h_n = 80 \text{ cm}$

Largeur de la nervure:

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 32 \leq b \leq 64 \text{ donc on prend : } b = 50 \text{ cm}$$

VII.3.4. Ferrailage :

➤ **Les nervures :**

❖ **Sollicitations :**

M_{\max} en appui[KN.m]	/	-92
M_{\max} en Travée[KN.m]	52.78	/

Tableau VIII.1 : Ferrailage des nervures

Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures				A (RPA) [cm ²]	Condition est vérifiée ?
								As [cm ²]	Armature de montage [cm ²]	Armature de peau [cm ²]	Armature transversal [cm ²]		
<u>Travée :</u>													
50	80	352	14,8	0	4,35	14,8	0	4 HA12+ 4 HA 20 17,09	4 HA 14 6,156	2 HA 12 2,262	2 ø8 + 2 ø10 2,576	20	25,51 > 20 OK
<u>Appui :</u>													
50	80	519	22,4	0	4,35	22,4	0	4 HA14+ 4 HA25 25,79	4 HA 12 4,524	2 HA 12 2,262	2 ø8 + 2 ø10 2,576	20	32,58 > 20 OK

VIII.3.5. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \quad \text{et} \quad f \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{l}{500} & \text{avec } (L \leq 5) \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{avec } (L > 5) \end{cases} \quad (\text{Art B. 6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,8^3}{12} = 0,02133 \text{m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 352 \text{KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{48820,5,4^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,02133} = 0,26 \text{cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{540}{1000} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm.}$$

$$f = 0,26 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ L'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \left(\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93} \right)$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; \quad 4 \text{ MPa} = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{MPa}$$

$$T = 440,41 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{440410}{500 \cdot 720} = 1,22 \text{ MPa} < 2,5 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VIII.4. Radier :**Tableau VIII.2 :** les efforts agissent sur le radier générale

	Moment en travée [KN.m]	Moment en appui [KN.m]	Effort tranchant [KN]
Sens XX	8.65	9.26	284,128
Sens YY	7.23	9,11	232,159

Tableau VIII.3 : ferrailage du radier générale

		A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	A Choisi [cm ² /ml]	Espaceme nt (cm)
Sens x-x	Travée	7	5.98	6 HA14 (9.24)	16
	Appuis	7	5.98	6 HA14 (9.24)	16
Sens y-y	Travée	7	5.98	6 HA14 (9.24)	16
	Appuis	7	5.98	6 HA14 (9.24)	16

VIII.5. Ferrailage du débord :

$$b = 1m$$

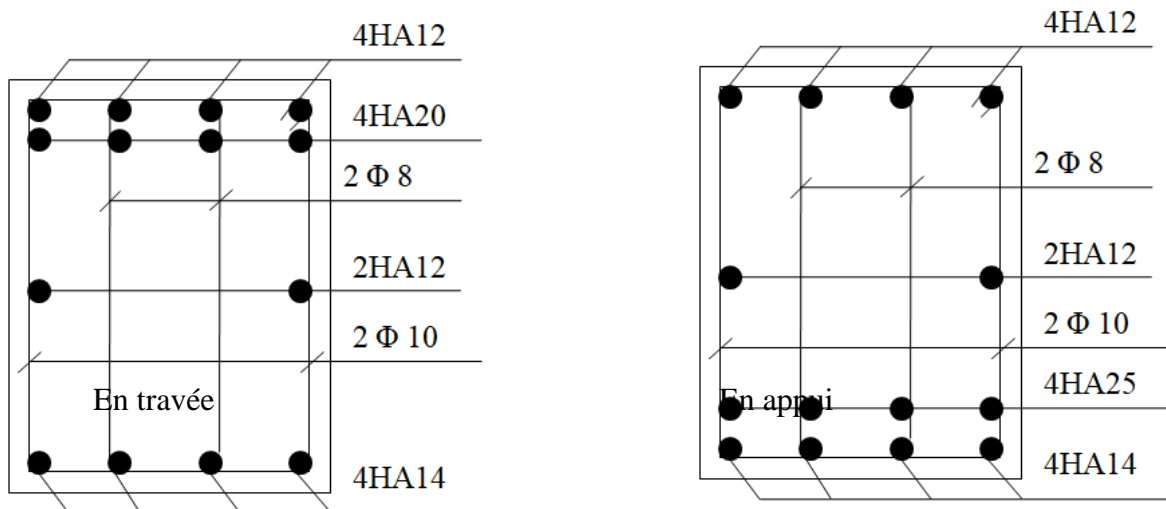
$$h = 55cm$$

$$d = 49,5cm$$

Tableau VIII.4 : Efforts et ferrailage du débord

Moment [KN.m]	Effort tranchant [KN]	A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	Armature principale [cm ² /ml]	Espacement (cm)	Armature de répartition [cm ² /ml]	Espacement (cm)
9.26	45	6.5	5,98	6 HA14 (9.24)	16	4HA12 (4,524)	25

4. Schéma de ferrailage :



Conclusion générale :

Ce Projet de Fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine de la construction en béton armé, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique RPA99 V.2003 et de son application, le BAEL 1991 ainsi que le logiciel de calcul par éléments finis ETABS et RDM6 pour le calcul des fondations.

Ce projet a été d'autant plus enrichissant qu'il a contribué à répondre à la plupart de nos attentes en matière de conception, de dimensionnement et de ferrailage des divers éléments constitutifs d'un bâtiment en béton armé.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce PFE n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de nous ouvrir de nouvelles perspectives d'études et d'engager des échanges avec nos amis de promotion, d'autres ingénieurs de bureaux d'études ou du CTC.

C'est sans doute par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

A. CAPACITE PORTANTE:

La capacité portante maximale est la contrainte axiale σ_{11} issue d'un essai de compression triaxiale du massif rocheux avec une contrainte latérale $\sigma_3 = \sigma_{cm}$ qui est la résistance d'un essai de compression simple du massif rocheux adjacent.

Capacité portante acceptable

$$Q_a = \frac{C_{f1} \times \sigma}{F_s}$$

C_{f1} est un facteur de forme. La valeur est tabulé F_s est le facteur de sécurité.

Res (Mpa)	Coefficient correcteur	Coefficient de sécurité
34.700(sondage S03)	1.00	100
$Q_a = \frac{C_{f1} \times \sigma}{F_s}$		
Blocs	Ancrage minimum (m)	Q Mpa
A B C	3.50	0.34

II. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS:

Compte tenu des résultats de l'investigation géotechnique réalisée, la présente étude conclut que le terrain étudié est favorable pour la construction des bâtis. Les résultats des essais montrent que le sol d'assise des semelles à partir de 1.50m est le calcaire gréseux sable enveloppées des couches de sable compact.

Nous recommandons ce qui suit :

- L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et les systèmes de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant appui, à un minimum d'ancrages de **3.50m. après dépassement de couches des terres végétales.**
- Les fondations doivent être ancrées dans le massif de calcaire gréseux/sable compact,
- Les formations rencontrées et l'allure, nous permettent de retenir, sans craindre, une contrainte admissible de **2.7 bars** sous les fondations.
- Le site approprié est **S₂ (sol compact)** selon RPA99/2003.
- Assurer une assise uniforme et horizontale de chaque ilot.
- Néanmoins il faut empêcher toute venue d'eau pour préserver les caractéristiques du sol.

Le Laboratoire LEGIC restera à la disposition du Promoteur et du Maître d'Oeuvre pour toutes informations complémentaires.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

LE DIRECTEUR



République Algérienne Démocratique Et Populaire
 Laboratoire d'Etudes Géotechnique d'Ingéniering et de Contrôle
 Tél & Fax : 045 42 07 00 E-mail : legiclabo@hotmail.fr
 Adresse : Résidence El Yasmine Bloc «A» N°01 CIA -Mostaganem

Références Bibliographiques

- ✓ BAEL91 (Règles de calcul de béton armé aux états limites) 1992, Collectif, Edition EYROLLES, Paris.
- ✓ DTR B.C .2.2 (Document technique règlementaire) 1988, MELLAK Hachemi, Edition du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.
- ✓ RPA99/version2003 (Règles parasismiques algériennes, D.T.R. BC 2-48), 2003, ATTARI, Edition du Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger. Cour Béton Armé et Dynamiques Des Structures : Master I et II.

Logiciels :

- ✓ Word 2010, Microsoft Office Professionnel.:
- ✓ Excel 2010, Microsoft Office Professionnel.:
- ✓ ROBOT 2016, Autodesk.:
- ✓ AutoCAD 2018, Autodesk.: