

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DEL'OBTENTION DU
DIPLOME MASTER EN GÉNIE CIVIL**
OPTION : STRUCTURE

Thème

**L'influence de la disposition des voiles de
contreventement sur le comportement sismique
d'une structure en béton armé**

Présenté par :

Ghaitaoui Abdelaali

Hamdi Ayyoub

Soutenu le : 07/07/2019

Devant le jury composé de :

Mr.A. BASSOUD

Univ. D'Adrar

Président

Dr.D.DJAFARI

Univ. D'Adrar

Examineur

Mr. A. BADA

Univ. D'Adrar

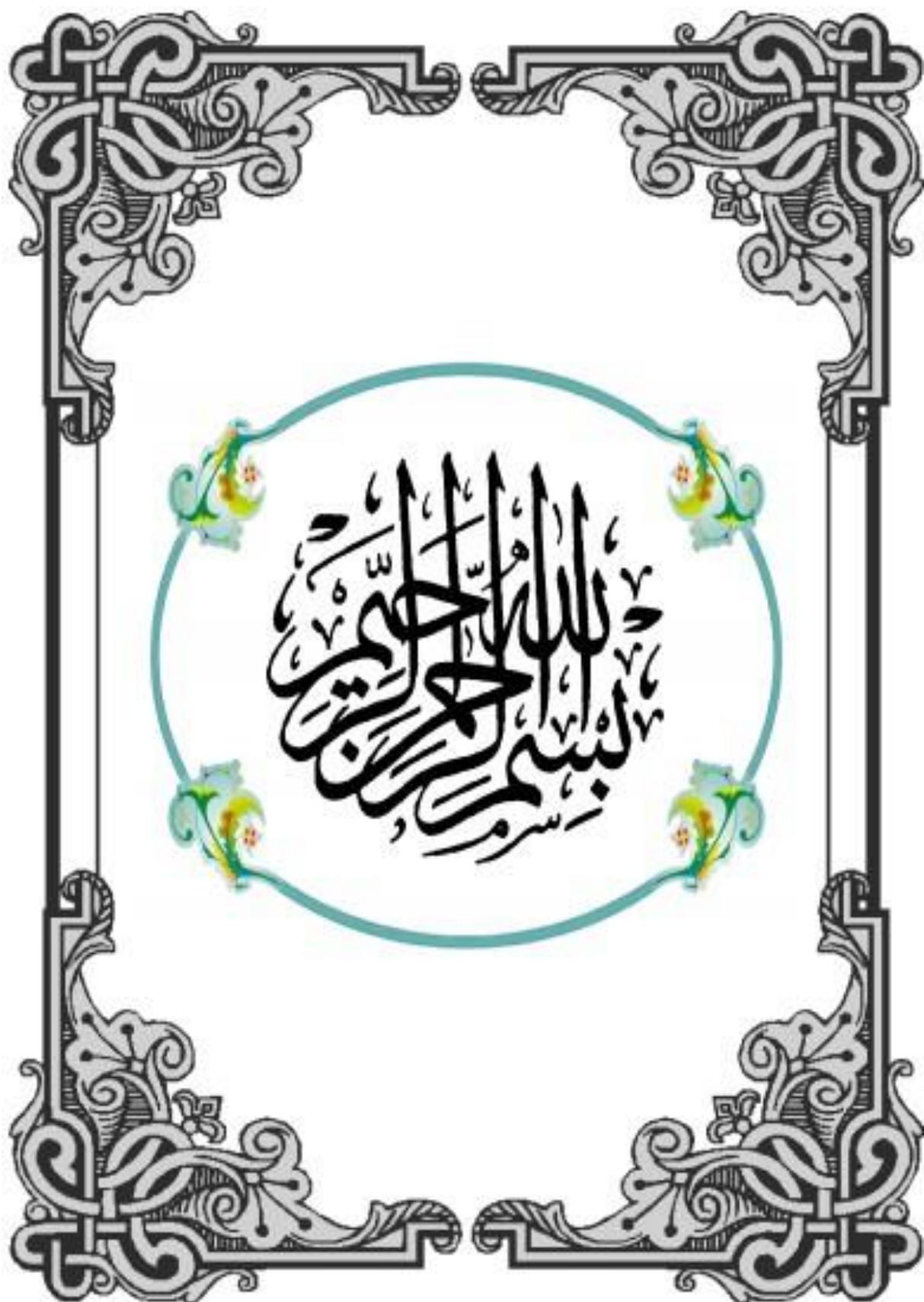
Encadreur

Mr. A. HAMOUDA

Univ. D'Adrar

Co-Encadreur

Année Universitaire : 2018 / 2019



Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur **Mr .BADA Abdelmalek, Mr.HAMOUDA Abdelaziz** qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.*

Dédicace :

- ✦ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.
- ✦ A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.
- ✦ A mes très chers sœur, mes frère.
- ✦ A toute ma famille sans exception.
- ✦ A tous la promotion de master2 génie civil.
- ✦ A celui qui a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Abdelaali
- ✦ .Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Hamdi Ayyoub

Dédicace :

- ✦ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.
- ✦ A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.
- ✦ A mes très chers sœur, mes frère.
- ✦ A toute ma famille sans exception.
- ✦ A tous la promotion de master2 génie civil.
- ✦ A celui qui a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Ayyoub
- ✦ .Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Ghaitaoui Abdelaali

Fig(I-1) : diagramme parabole	6
Fig (I-2) : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	6
Fig (I-3) : diagramme contrainte-déformation d'acier	7
Fig (II-1) : Section d'une poutre principale	10
Fig (II-2) : Section d'une poutre secondaire	11
Fig (II-3) : Dalle à corps creux.....	12
Fig (II-4) : Représentation de la poutrelle	13
Fig (II-5) : Coupe de voile en élévation.....	14
Fig (II-6) : Coupe de voile en plan	14
Figure (II-7) : Acrotère	15
Fig(II-8) : Coupe transversale au niveau de plancher	17
Figure (II-9) : charge de balcon	18
Fig (II-10) : Mur extérieur	19
Fig (II-11) : la section réduite du poteau.	21
Fig (II-12) : surface afférente de poteau le plus sollicité.....	Error! Bookmark not defined.
Fig(II-13) : la dégression des charges.....	25
Fig(II-14) : Poteau intermédiaire le plus sollicité.	25
Fig (III-1): Définition des moments	35
Fig (III-2): Moments sur appuis intermédiaire	36
Fig (III-3): Trace des efforts tranchants.....	37
Fig (III-4): Schéma de calcul en travée	66
Fig (III-5): Schéma de calcul en appui	67
Fig (III-6) : L'influence de l'effort tranchant sur un appui de rive	71
Fig (III-7) : L'influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire	71
Fig (III-8) : Centre de gravité de chaque section	74
Fig (III-9) : Schéma de ferrailage.....	76
Fig (III-10) : Types de la dalle pleine.....	76
Fig (III-11): Dimensions de la dalle	77
Fig (III-12): Dimensions de la section homogène pleine	83
Fig (VI-1) : Schéma statique de balcon (type1)	86
Fig (IV-2) : Schéma d'escalier	89
Fig (IV-3): Dessin en plan de l'escalier.....	90
Fig (IV-4): Diagrammes des sollicitations ELU	94
Fig (IV-5): Diagrammes des sollicitations ELS	94

Fig (IV-5) : schéma statique du palier	96
Fig (IV-6) : Schéma de la poutre palière	98
Fig (IV-7) : Ferrailage d'escalier	101
Fig (IV-8): Schéma statique et dimensions de l'acrotère	101
Fig (IV-9): Schéma de section de calculée	102
Fig (IV-10): Schéma de ferrailage de l'acrotère	105
Fig(IV-11): les panneaux calcul de la dalle machine	107
Fig (V.1): Diagramme de spectre de réponse	117
Fig (VI.1) : Zone nodale	148
Fig (VI.2) : Sollicitations sur les poteaux	150
Fig (VI.3): Section réduite du béton.....	151
Fig (VI.4) : disposition des armatures	155
Fig (VI.5): Disposition de la zone nodale.....	156
Fig (VII-1) : Position 01	165
Fig (VII-2) : Position 02	166
Fig (VII-3) : Position 03	166
Fig (VIII-1) : type de fondation superficielle.....	173
Fig(VIII-2) : Dalle sur 4 appuis	178

Tableau (II-1) : dimensions des poutres.	11
Tableau (II-2): charge de plancher terrasse.	16
Tableau (II-3) : charge de plancher étage courant.....	17
Tableau (II-4) : charge de balcon.	17
Tableau (II-5) : charge permanente de plancher dalle plein.	18
Tableau (II-6) : charge de murs extérieurs.....	19
Tableau (II-7) : charge des murs intérieurs.....	19
Tableau (II-8) : récapitulatifs des charges permanentes et d’exploitation.....	20
Tableau (II-9) : la charge d’exploitation supporté par le poteau le plus chargé	25
Tableau (II-10) : Descente des charges poteau intermédiaire.....	26
Tableau (II-11) : tableau récapitulatif.....	30
Tableau (II-12) : vérification conditions d’RPA pour chaque type des poteaux	30
Tableau (II-13) : vérification conditions de flambement pour chaque type des poteaux	31
Tableau (II-14) : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau	31
Tableau (II-15) : Pré-dimensionnement poteau ,poutre(pp,ps) voile ,l’acrotère ,plancher	31
Tableau (III-1): évaluation des charges sur les poutrelles	37
Tableau (III-2): Schéma statique des types de poutrelle	37
Tableau (III-3) : Résultats des moments étage courant (type 01)	40
Tableau (III-4) : Résultats des moments terrasse (type 01)	43
Tableau (III-5) : Résultats des moments terrasse (type 02)	46
Tableau (III-6) : Résultats des moments étage courant (type 02)	47
Tableau (III-7) : Résultats des moments étage courant (type 03)	50
Tableau (III-8) : Résultats des moments terrasse (type 03)	53
Tableau (III-9) : Résultats des moments terrasse (type 04)	56
Tableau (III-10) : Résultats des moments étage courant (type 04)	59
Tableau (III-11) : Résultats des moments étage courant (type 05)	61
Tableau (III-12) : Résultats des moments terrasse (type 05)	62
Tableau (III-13) : Résultats des moments terrasse (type 06)	64
Tableau (III-14) : Résultats des moments étage courant (type 06)	64
Tableau (III-15) : Calcul des sollicitations à l'ELU	77
Tableau (III-16) : Calcul des sollicitations à l'ELS	78
Tableau (III-17) : Section de ferrailage	79
Tableau (III-18) : vérification des contraintes	80
Tableau (IV-1) : descente de charge (volée).....	92

Tableau (IV-2) : Les efforts et moments en ELU	93
Tableau (IV-3) : Les efforts et moments en ELS	94
Tableau (IV.4) Ferrailage de l'escalier.....	95
Tableau (IV.5) Vérification le contrainte de béton dans l'escalier	96
Tableau (IV.6) Vérification le contrainte d'acier dans l'escalier.....	96
Tableau (IV-7): Récapitulatif des sollicitations ultimes de l'acrotère.....	102
Tableau (IV-8): Récapitulatif des sollicitations service de l'acrotère.....	102
Tableau (IV-9) : Evaluation des moments.....	108
Tableau (IV-10) : résultats des moments en appuis et en travée en ELU et ELS	110
Tableau (IV-11) : section de ferrailage.....	110
Tableau (IV-12) : Vérification des contraintes	111
Tableau (V.1): Pénalité P_q en fonction de critère de qualité	115
Tableau (V-2) : force sismique a la base	128
Tableau (V.3): vérification au renversement Sens longitudinal	133
Tableau (V.4) : Vérification au renversement Sens transversal.....	134
Tableau (V-5) : force sismique a la base	135
Tableau (V.6) : vérification au renversement Sens longitudinal	138
Tableau (V.7) : vérification au renversement Sens transversal	139
Tableau (V-8) : force sismique a la base	141
Tableau (V.9) : vérification au renversement Sens longitudinal.....	143
Tableau (V.10) : vérification au renversement Sens transversal.....	144
Tableau (VI.1) : Récapitulatif des moments fléchissants et les efforts normales	150
Tableau(VI.2) : Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux	156
Tableau (VI-3) : les sollicitations obtenus par sap2000	157
Tableau (VI.4) : les sollicitations obtenus par sap2000.....	160
Tableau (VII-1) : Les sollicitations obtenues par le sap2000.	168
Tableau(VIII.1) Section d'armatures du radier général.....	179
Tableau(VIII.2) : Vérification des contraintes dans les nervures	183
Tableau (VIII.3): Vérification des contraintes dans les nervures après re-ferrailage.	183

Mser : Moment de calcul de service

N : Effort normal

Nu : Effort normal de service

Nser : Effort normal en service

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)

PP : poutre principale

PS : Poutre secondaire

Q : Action ou charge variable

S : Section

T : Effort tranchant

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section

d : Hauteur utile

e : Excentricité, épaisseur, Enrobage

Fe : Limite d'élasticité de l'acier

Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

Ftj : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour

fc28 : Résistance à la compression du béton calculé à 28 jours

ft28 : Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton

H : Hauteur totale d'une section de béton armé.

I : Rayon de giration d'une section

J : Nombre de jours

K : Coefficient en général

L : Longueur ou porté

L_f : Longueur de flambement

L_s : Longueur de scellement

N : Coefficient d'équivalence acier-béton

St : Espacement.

λ : Elancement.

E : Epaisseur, Indice des vides.

F : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

Lf : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

D : Hauteur utile.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime.

Mser : Moment à l'état limite de service.

Mt : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv : Flèche due aux charges de longue durée.

Ifi : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

Ifv : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

Eij : Module d'élasticité instantané.

Evj : Module d'élasticité différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène

Remerciement.....	I
Dédicace	II
Liste des figures.....	IV
Liste des tableaux.....	VI
Liste des Notations	VIII
Table des matières	XI
Résumés.....	XIV
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Présentation du projet

I-1) Description de l’ouvrage :.....	3
I-2) Caractéristiques géométriques.....	3
I-3) Eléments de l’ouvrage :	3
3-1) Plancher :.....	3
3-2) Maçonnerie :.....	3
3-3) l’escalier :	3
3-4) Les Revêtements :.....	3
I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	4
4-1) Le béton :.....	4
4-1-1) Résistance caractéristique à la compression :.....	4
4.2) Acier :.....	7
I.5) Hypothèses de calcul :.....	7
I-6) Règlements utilisés :.....	8
I-7) Les logiciels utilisés :.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1) Introduction :.....	10
II.2) Pré dimensionnements des poutres :.....	10
2.1) Pré dimensionnement des poutres principales :.....	10

2.2) Pré dimensionnement des poutres secondaires :.....	10
II.3) Pré dimensionnement des planchers :.....	11
II.4) Pré dimensionnement des poutrelles :.....	12
II.5) pré dimensionnement des voiles :.....	13
II.6) L'Acrotère :.....	15
II.6.1) Section transversal :.....	15
II.6.2) Descente des charges :.....	15
II.7) Plancher dalle pleine :.....	18
II.8) Maçonnerie :.....	19
II.9) Pré-dimensionnées des poteaux :.....	20
II.10) Dimensionnement de poteau le plus sollicité :.....	21

Chapitre III : Etude des planchers

III.1) Introduction :.....	34
III.2) Etudes des poutrelles :.....	34
III.3) choix la méthode de calcul :.....	34
III.5) Conclusion :.....	84

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

IV.1) Balcon.....	86
IV.2) Les escalier :.....	89
VI.3) Etude de l'acrotère :.....	101
VI.4) Etude de L'ascenseur :.....	105
IV.5) Conclusion :.....	112

Chapitre V : Etude Sismique

V.1) Introduction :.....	114
V.5) Modélisation :.....	118
V.6) vérifications règlementaires :.....	128
1) Résultante des forces sismique :.....	128
2)Vérification de l'effet P-Delta :.....	131

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1) Ferrailage des poteaux : 148
VI.2) Ferrailage des poutres : 157

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

VII.1) Introduction : 165
VII.2) voiles pleins : 165

Chapitre VIII : Etude des fondations

VIII.1) Introduction : 172
VIII.2) Choix du type des fondations : 172
VIII.3) Étude des fondations 173
VIII.4) Étude des nervures : 182

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus dix étages implanté à **wilaya d'Annaba**. Cette région est classée en **zone sismique IIa** selon le **RPA99 version 2003**.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (**RPA99V2003 et BAEL91 modifié99**), cette étude se compose de quatre parties :

- La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel **SAP2000** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, voile, l'influence, disposition, SAP2000.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a ground floor addition ten floors, located in wilaya of **Annaba**. This region is classified as seismic **zone IIa** according to the **RPA99 version 2003**.

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

- The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.
- The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).
- The dynamic study of the structure was begun in the third part software **SAP2000** to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).
- At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words :

Building, Reinforced concrete, Sails, The influence, Disposition, SAP 2000.

ملخص

- هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي و عشرة طوابق بولاية عنابة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (**RPA99V2003, BAEL91**) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء هم:
- الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر .
 - الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.
 - الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.
 - الجزء الرابع والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة والاساسات).

الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة المسلحة، اشرعة، تأثير، تغير، SAP 2000.

Introduction générale

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

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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

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

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- ❖ Le premier chapitre est consacré à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre est la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ❖ Le troisième chapitre est consacré au calcul des planchers et leurs ferraillements.
- ❖ Le quatrième chapitre consiste au calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier...)
- ❖ Le cinquième chapitre traite le problème dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D par le logiciel de calcul SAP 2000.
- ❖ Le sixième chapitre comporte le calcul du ferraillement des éléments structuraux (poteaux et poutres).
- ❖ Le septième chapitre comporte le calcul du ferraillement des éléments structuraux (voile)
- ❖ Le septième chapitre consacré à l'étude des fondations.
- ❖ Nous terminerons ce travail par une conclusion générale, dans laquelle nous rappellerons le cadre de l'étude.

Chapitre I

Présentation du projet

Présentation du projet

I-1) Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour en (R+10) à usage multiple constitué de :

- Du rez-de-chaussée (RDC) au 10^{ème} étage à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à **Annaba** classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99** addenda 2003) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone II a**).

I-2) Caractéristiques géométriques

La présente structure a pour dimensions :

Dimension en plan	26,20x 26,05 (m ²)
Hauteur totale	32,67 m
Hauteur du RDC	2,97 m
Hauteur des étages courants	2,97 m

I-3) Eléments de l'ouvrage :

3-1) Plancher :

a) Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression Le plancher terrasse comportera d'étanchéité et une forme de ponton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machines.

3-2) Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm et 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+15).

b) Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

3-3) l'escalier :

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

3-4) Les Revêtements :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

4-1) Le béton :

4-1-1) Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0,83j)} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

4-1-2) Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91) :

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

4-1-3) Contraintes limites :

a) Contrainte limite à la compression (Art 4 -3 .41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$: si durée d'application est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

b) Contrainte limite de cisaillement (Art A - 5.1.21 BAEL91) :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

c) Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = 0,60. f_{c28} \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \quad \text{MPa}$$

4-1-4) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée

De l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

4-1-5) Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

a. Etat limite ultime (ELU) :

✓ **Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

- $\varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰}$ si $f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$.

Min (4,5 ; 0,025f_{cj}) ‰ si f_{cj} > 40MPa

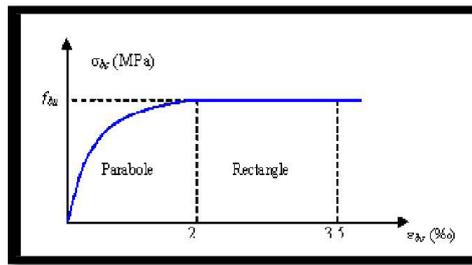


Fig (I-1) : diagramme parabolole

σ_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression $\frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h

b. Etat limite de service :

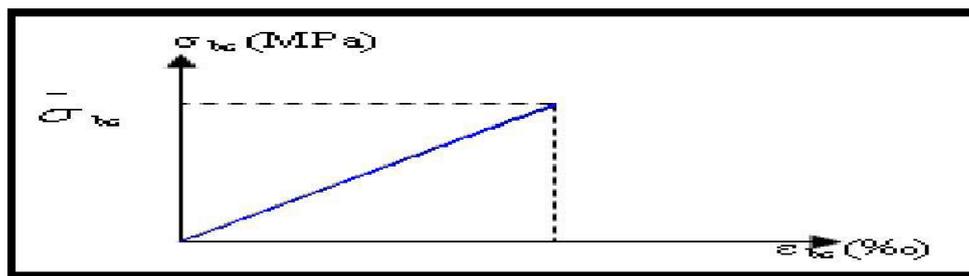


Fig (I-2) : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ ET $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

❖ **Modules de déformation longitudinale :**

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$E_{vj} = 3700 (f_{cj} / 1/3)$ si $f_{c28} \leq 60MPa$.

$E_{vj} = 4\ 400 (f_{cj} / 1/3)$ si $f_{c28} > 60MPa$, sans fumée de silice.

$E_{vj} = 6\ 100 (f_{cj})$ si $f_{c28} > 60MPa$, avec fumée de silice.

❖ **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

- $\gamma = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

4.2) Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

4.2.1) Contrainte limite :

a. Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure :

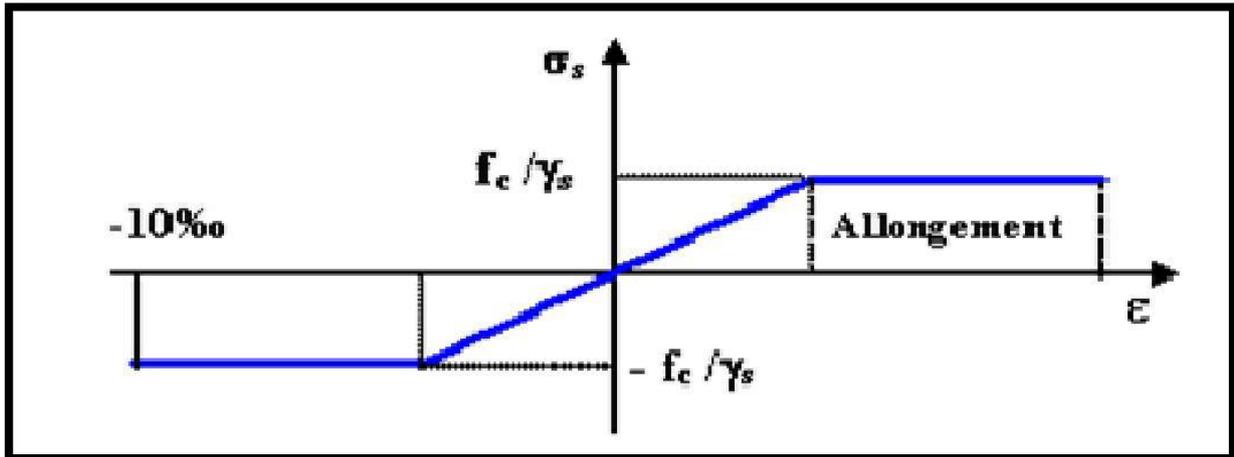


Fig (I-3) : diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire

b. Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{nftj})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2f_e, 90\sqrt{nftj})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)

I.5) Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$

- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456,595 \text{ MPa}$
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
 - longitudinales : on a choisi le : « *feE 400* » H.A $F_e=400 \text{ MPa}$
 - transversales : on a choisi le : « *feE235* » R.L
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : « *feE500* » H.A $F_e=500 \text{ MPa}$

I-6) Règlements utilisés :

- **RPA99 version 2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTRB.C.2.2** : document technique et réglementaire

I-7) Les logiciels utilisés :

- **SAP2000 (Version14)** : c'est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau, ponts, tunnels, barrages ...).
- **AUTOCAD 2009** : c'est un logiciel permet de dessin ou de conception des plans des ouvrages de génie civil et des travaux publics.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1) Introduction :

Le pré dimensionnement a pour objet le pré calcul des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements (RPA 99/V2003), BAEL 91 et CBA 93.

II.2) Pré dimensionnements des poutres :

2.1) Pré dimensionnement des poutres principales :

➤ Critère de rigidité :

$$L_{\max} = 570 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \quad \longrightarrow \quad 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

Pour cela On prend $h = 50 \text{ cm}$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

$$20 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm}$$

On prend $b = 35 \text{ cm}$

Soit une poutre de section (35×50)

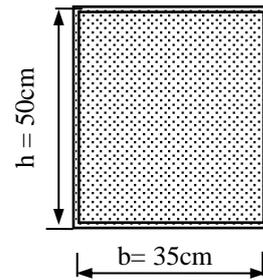


Fig (II-1) : Section d'une poutre principale

➤ Conditions du R.P.A99 :

Le règlement parasismique exige que les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,43 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

2.2) Pré dimensionnement des poutres secondaires :

➤ Critère de rigidité :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 420 \text{ cm}$$

Soit : $28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$ on prend $h = 40 \text{ cm}$

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h$$

soit : $16 \leq b \leq 32$

On prend $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

Soit une poutre de section $(b.h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$.

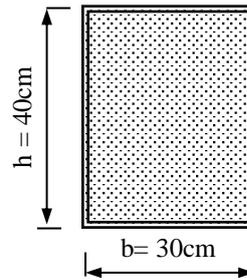


Fig (II-2) : Section d'une poutre secondaire

➤ **Conditions du RPA99**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Les dimensions des poutres sont résumées dans le tableau suivant

Tableau (II-1) : dimensions des poutres.

Poutre	Dimension (b×h) cm
Principale	35×50
Secondaire	30×40

II.3) Pré dimensionnement des planchers :

Planchers à corps creux :

➤ **critère de rigidité**

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

L : la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis

On a : $L = 420 - 35 = 385\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{385}{22,5} = 17,11\text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{25} \rightarrow h_t \geq \frac{385}{25} = 15,40\text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{20} \rightarrow h_t \geq \frac{385}{20} = 19,25\text{ cm}$$

Pour les raisons d'économies et de sécurité on prend une épaisseur de :

$h_t = 20\text{ cm}$

$$\text{Tel que } h_t = d + e \begin{cases} d = 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ e = 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

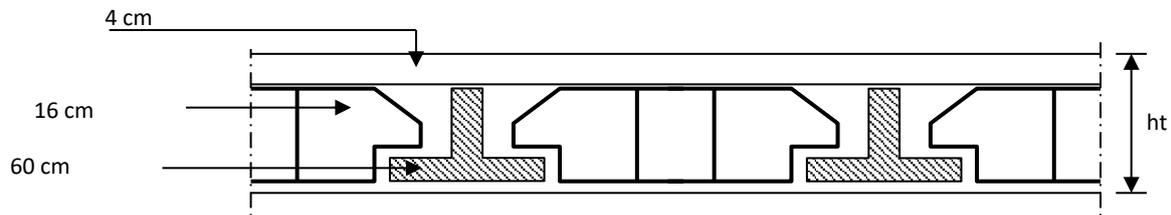


Fig (II-3) : Dalle à corps creux.

➤ **Résistance à la flexion :**

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 \leq e \leq Lx / 40$

Dalles reposant sur deux appuis : $Lx / 35 \leq e \leq Lx / 30$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalles reposant sur quatre appuis à une portée égale à :

$$Lx = 3,4\text{m} = 340 \text{ cm}$$

Ceci engendre donc : $340 / 50 \leq e \leq 340 / 40$

$$6,8 \leq e \leq 8,5 \Rightarrow \text{alors : } \mathbf{e = 8 \text{ cm}}$$

Nous retenons comme épaisseur des dalles **e = 16 cm** sous réserve de vérifier la condition de flèche.

➤ **Critère de résistance au feu :**

- 7 cm pour 1 heure de coupe - feu
- 11cm pour 2 heures de coupe - feu
- $ht = 15 \text{ cm}$.

II.4) Pré dimensionnement des poutrelles :

- ht : La hauteur de la nervure
- h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression
- b_0 : La largeur de la nervure

D'après le pré dimensionnement on a un plancher (16 + 4) cm

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

Pour dimensionner la poutrelle il faut que :

$$h_0 = 4 \text{ cm}.$$

$h=16\text{cm}$.

$h_t = 20\text{cm}$.

D'après les règles BAEL 83(Art .A.4.1.3) la largeur de la table de compression est calculé à partir de la plus faible des valeurs de (b_1) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_n - b_0)/2 \\ b_1 \leq L/10 \end{array} \right.$$

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{la portée entre nus d'appuis de la travée considérer.} \\ L_n : \text{la distance entre axe des nervures.} \end{array} \right.$$

Suivant les normes algériennes (DTC.B.C.22) la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc :

$$b_1 \leq (60 - 10)/2 = 25\text{cm}$$

$$b_1 \leq (385)/10 = 38,5\text{cm}$$

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

$$b_1 = \min (25; 38,5) = 25\text{cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

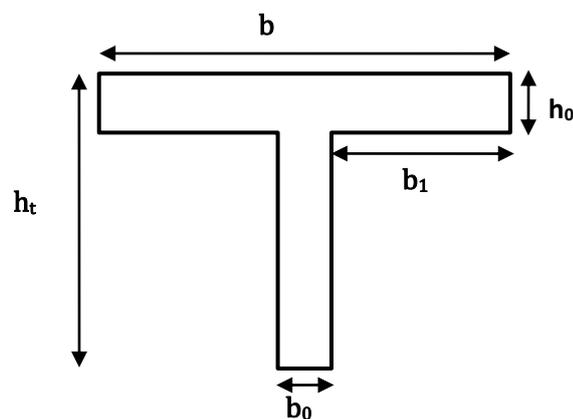


Fig (II-4) : Représentation de la poutrelle

II.5) pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires » .

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article (7.7.1) RPA99 /V2003.« l'épaisseur minimale est de 15 cm ».de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité au extrémités comme indique la figure (II.5)

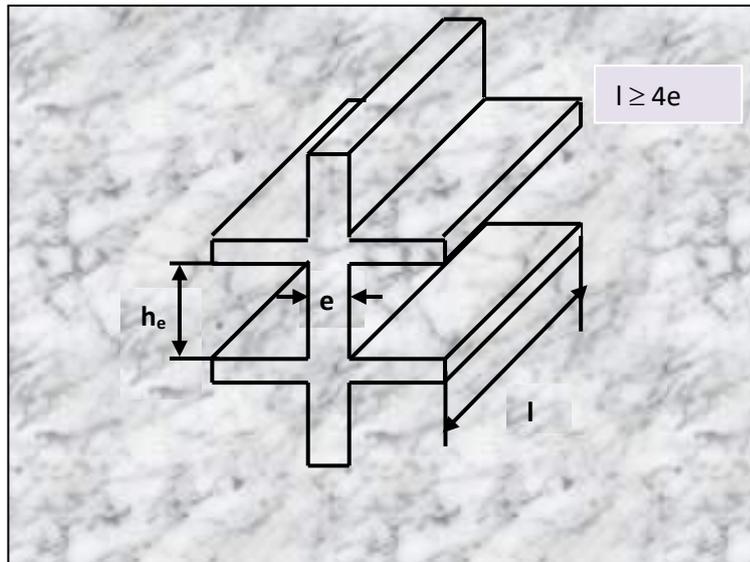


Fig (II-5) : Coupe de voile en élévation

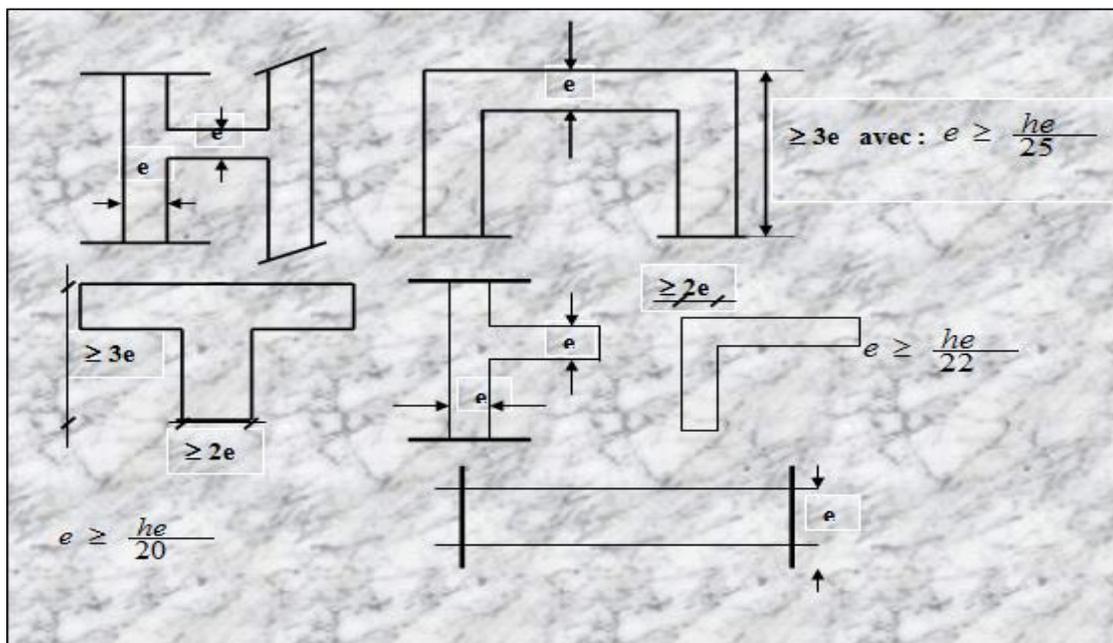


Fig (II-6) : Coupe de voile en plan

$$e \geq \text{Max} (he/25, he/22, he/20)$$

$$e \geq he/20 = 247/20 = 12,35 \text{ cm}$$

On adopte Alors : **e= 15 cm**

Il s'agit de déterminer les dimensions des sections nécessaires pour les éléments résistants dans la structure du point de vue coffrage.

II.6) L'Acrotère :

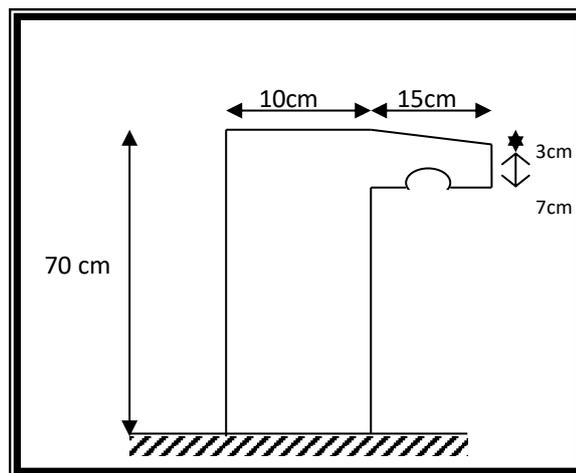


Figure (II-7) : Acrotère

II.6.1) Section transversal :

$$S = (0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,15) + ((0,03 \times 0,15)/2) \Rightarrow S = 0,083 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0,083 \times 2500 = 207,5 \text{ kg/ml.}$$

Revêtement en enduit de ciment :

$$0,02 \times 2000 [0,7 + 0,03 + 0,08 + 0,1 + 0,15] = 42,4 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 207,5 + 42,4 = 2,499 \text{ KN/m}^2$$

II.6.2) Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure. On aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge du plancher qu'il supporte.
- la part de cloisons réparties qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

Charge permanente :

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs Elles sont déterminées à partir :

Poids volumique des matériaux exprimé en kN/m³

Poids spécifique des éléments exprimé en kN/m²

D'après le **D.T.R.B.C.2.2** et pour un plancher à corps creux on a :

Avec :

e: l'épaisseur (m)

ρ: la masse volumique (kg/m³)

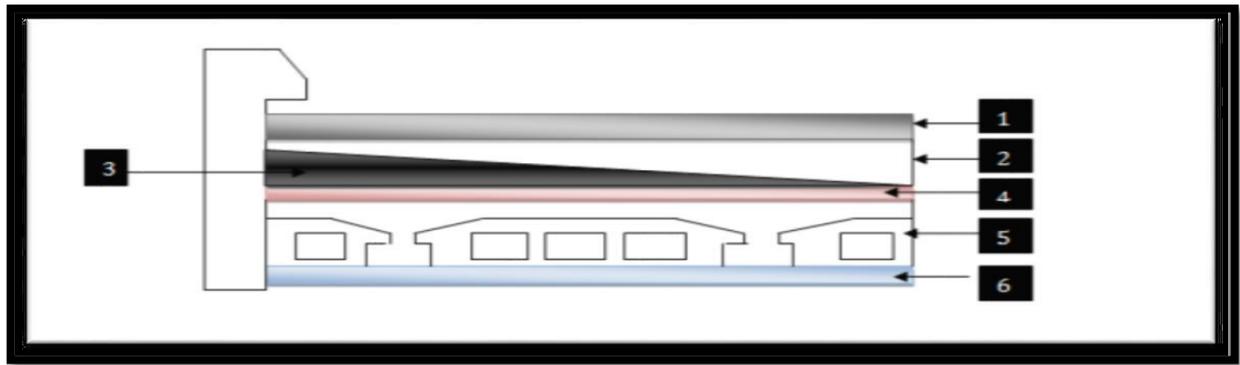
G: le poids par 1m² (kg/m²), Sont déterminées à partir de (**D.T.R.B.C.2.2**).[3]

1) Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau (II-2): charge de plancher terrasse.

N°	Composants de plancher terrasse	e (m)	ρ(daN/m ³)	G (daN/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	1700	85
2	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
3	forme de pente	0,04	2200	88
4	Isolation thermique en liège	0,04	400	16
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,2	1400	280
6	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
Charge totale				501



Fig(II-8) : Coupe transversale au niveau de plancher

Charge permanente : $G=5,01 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : Terrasse inaccessible $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

2) Plancher étage courant (corps creux) :

Tableau (II-3) : charge de plancher étage courant

N°	Composants de plancher étage courant	e (m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	G (daN/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de ciment	0,02	2000	40
3	Couche de sable	0,02	1700	34
4	Plancher à corps creux	0,2	1400	280
5	Enduit en plâtre	0,01	1000	10
6	Cloison légers	-	-	75
Charge totale				483

3) **Balcon :**

Tableau (II-4) : charge de balcon.

N°	Composants de balcon	e (m)	$\rho(\text{daN /m}^3)$	G (daN/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40

3	Lit de sable	0,02	1800	36
4	Plancher dalle pleine	0,2	2500	500
5	Enduit en plâtre	0,02	1200	24
6	Cloisons légères	/	/	185
Charge totale				829

Charge permanente : $G = 8,29 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

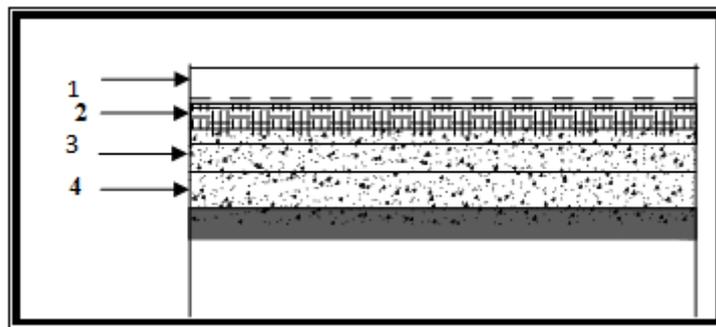


Figure (II-9) : charge de balcon

II.7) Plancher dalle pleine :

Tableau (II-5) : charge permanente de plancher dalle plein.

Chargement	1	Cloison	1.00
	2	Carrelage (2cm)	0.44
	3	Mortier de pose (2cm)	0.40
		Lit de sable (2cm)	0.38
	4	Dalle pleine ($h_d = 20$) cm	5
	5	Enduit en plâtre (2cm)	0.20
Charge permanente totale (KN/m^2)			7.42

Charge permanente : $G = 7,42 \text{ kN/m}^2$

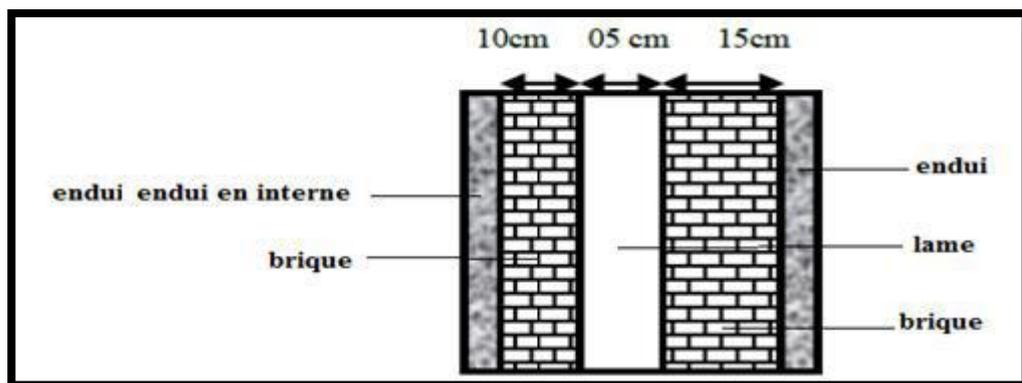
Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

II.8) Maçonnerie :**a. Murs extérieurs :**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

Tableau (II-6) : charge de murs extérieurs

N°	Composants de murs extérieurs	e (m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	G (daN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,15	900	135
3	Brique creuse	0,10	900	90
4	Enduit intérieur	0,015	1000	15
Charge totale				276

**Fig (II-10) : Mur extérieur****b. Murs intérieurs :****Tableau (II-7) : charge des murs intérieurs.**

N°	Composants de murs intérieurs	e (m)	$\rho(\text{daN / m}^3)$	G (daN/m ²)
1	Enduit extérieur	0 ,015	1300	19,5
2	Brique creuses	0,15	1400	210
3	Enduit intérieur	0,015	1300	19,5
Charge totale				249

Charge permanente : $G = 2,49 \text{ kN/m}^2$

❖ Tableau récapitulatif :

Tableau (II-8) : récapitulatifs des charges permanentes et d'exploitation.

Elément	Charge permanente (daN/m ²)	Charge d'exploitation (daN/m ²)
Plancher terrasse	501	100
Plancher étage courant	483	150
Mur extérieur	276	//
Mur intérieur	249	//
Balcon	704	350
Dalle plein	742	250

II.9) Pré-dimensionnées des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes [2] :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ (**Zone II**)

- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$

- $\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4$

Remarque : on a regroupé tous les poteaux en 4 types :

Type I : (45*45) cm² pour les poteaux des étages (RDC ; 1 étage).

Type II : (40*40) cm² pour les poteaux des étages (2,3,4 étage).

Type III : (35*35) cm² pour les poteaux des étages (5, 6,7 étage)

Type IV : (30*30) cm² pour les poteaux des étages (8,9,10 étage)

a. Vérification de la section de poteau :

➤ Critère de résistance

Selon les règles de **B.A.E.L 91**[1] Soit N_u l'effort normal

Appliqué sur le poteau, détermine comme suit :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

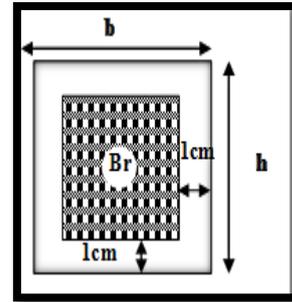


Fig (II-11) : la section réduite du poteau.

Br [cm²] : section réduite du poteau, obtenue en

Déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (b - 2) (h - 2) \text{ cm}^2.$$

A [cm²] : section d'armatures à mettre en place.

f_{c28} [MPa] : Contrainte caractéristique à la Compression du béton. $\Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Fe E400 [MPa]: Limité d'élasticité $\rightarrow Fe = 400 \text{ MPa}$

γ_b: Coefficient partiel de sécurité **γ_b = 1,5**(cas général).

γ_s: Coefficient de sécurité **γ_s = 1,15**(cas général).

Pour toutes les armatures participant à la résistance du poteau, on prend $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)^2} \Rightarrow \alpha = 0,71 \quad \text{avec } \lambda=35 \text{ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.}$$

$$\frac{A}{Br} = 0,8\% \text{ (zone II) , } A = 0,8\% Br, A = 0,008.Br \text{ (RPA 2003)}$$

La formule devienne :
$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,008 f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Après application numérique on obtient :

$$Br \geq 0,066 \times 10^2 \text{ Nu} \quad (\text{Br en cm}^2 \text{ et Nu en t})$$

Avec :

Nu = Σ des charges verticales agissantes sur le poteau le plus sollicité

II.10) Dimensionnement de poteau le plus sollicité :

10.1) Surfaces afférents des poteaux :

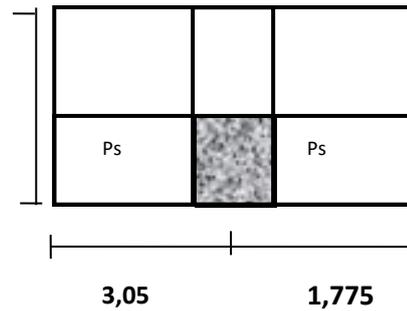
a) Poteau de rive :

➤ La Surface afférente :

La Surface afférente de poteau le plus sollicité :

$$S_{\text{aff}} = (3,05 + 1,775) \times 2,2$$

$$S_{\text{aff}} = 10,62 \text{ m}^2$$



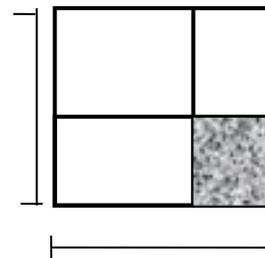
b) Poteau d'angle:

➤ La Surface afférente :

La Surface afférente de poteau le plus sollicité :

$$S_{\text{aff}} = 3,05 \times 2,2$$

$$S_{\text{aff}} = 6,71 \text{ m}^2$$



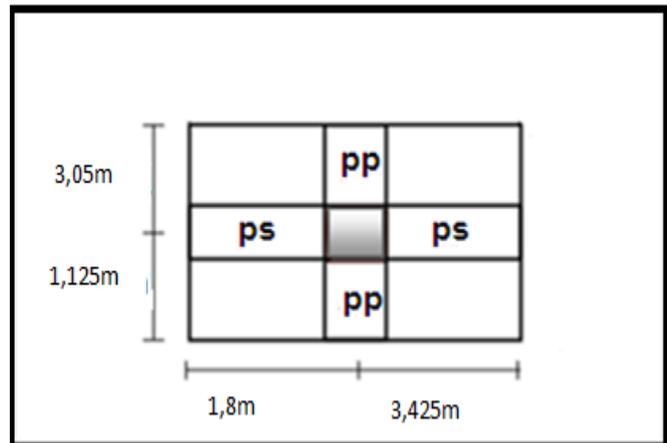
a) Poteaux centrale :

➤ La Surface afférente :

La Surface afférente de poteau le plus sollicité :

$$S_{\text{aff}} = (3,425 + 1,8) \times (1,125 + 3,05)$$

$$S_{\text{aff}} = 21,81 \text{ m}^2$$



Nu: Effort normal

$$Nu[t] = 1,15 \times 10^{-1} q_u$$

1,15 : Coefficient de sécurité.

$$q_u [\text{kN}] = 1,35 G + 1,5 q$$

G [kN]: Charge permanente $G = \Sigma q_1 + q_2 + q_3$

q₁ [kN]: Poids du plancher $q_1 = S_{\text{aff}} \times G_{\text{terrasse}}$

q_2 [kN]: poids de la poutre principale $q_2 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff\ pp}$

q_3 [kN]: poids de la poutre secondaire $q_3 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff\ ps}$

q [kN]: Charge exploitation $\rightarrow q = S_{aff} \times Q$

γ_{ba} [kN/m³]: poids volumique du béton $\gamma_{ba} = 25$ KN/m³

b [m]: Largeur de la poutre considérée.

Poteau le plus sollicité.

h [m]: Hauteur de la poutre considérée

$L_{aff\ pp}$ [m]: Longueur afférent de la poutre principale.

$L_{aff\ ps}$ [m]: Longueur afférent de la poutre secondaire.

II-2- Calcul l'effort normal Nu :

N_u [MN] = $1,15 \times 10^{-3} q_u$

q_u [kN] = $1,35 G + 1,5 q$

$G = q_1 + q_2 + q_3$

1. Niveau terrasse inaccessible :

- Poids du plancher : $q_1 = S_{aff} \times G_{terrasse} = 21,81 \times 5,01 \rightarrow q_1 = 109,27$ kN

- poids de la poutre principale : $q_2 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff\ pp} = 25 \times 0,35 \times 0,5 \times (1,125 + 3,05)$

$\rightarrow q_2 = 18,26$ kN

- poids de la poutre secondaire : $q_3 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff\ ps} = 25 \times 0,30 \times 0,4 \times (1,8 + 3,425)$

$\rightarrow q_3 = 15,68$ kN

- charge permanente : $G = q_1 + q_2 + q_3 \rightarrow G = 143,21$ kN

- charge exploitation : $q = S_{aff} \times Q_{terrasse} = 21,81 \times 1 \rightarrow q = 21,81$ kN

2. Niveau étage courant :

- Poids du plancher : $q_1 = S_{aff} \times G_{terrasse} = 21,81 \times 4,83 \rightarrow q_1 = 105,34$ kN

- poids de la poutre principale : $q_2 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff\ pp} = 25 \times 0,35 \times 0,5 \times (3,05 + 1,125)$

→ $q_2 = 18,27 \text{ kN}$

- poids de la poutre secondaire : $q_3 = \gamma_{ba} * b * h * L_{aff\ ps} = 25 * 0,3 * 0,4 * (3,425 + 1, 8)$

→ $q_3 = 15,68 \text{ kN}$

- charge permanente : $G = q_1 + q_2 + q_3 \rightarrow G = 139,29 \text{ kN}$

- charge exploitation : $q = S_{aff} * Q_{EC} = 21,81 * 1,5 \rightarrow q = 32,72 \text{ kN}$

10.2) La dégression des charges D.T.R. [3] :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul :

*Sous terrasse Q_0 .

*Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.

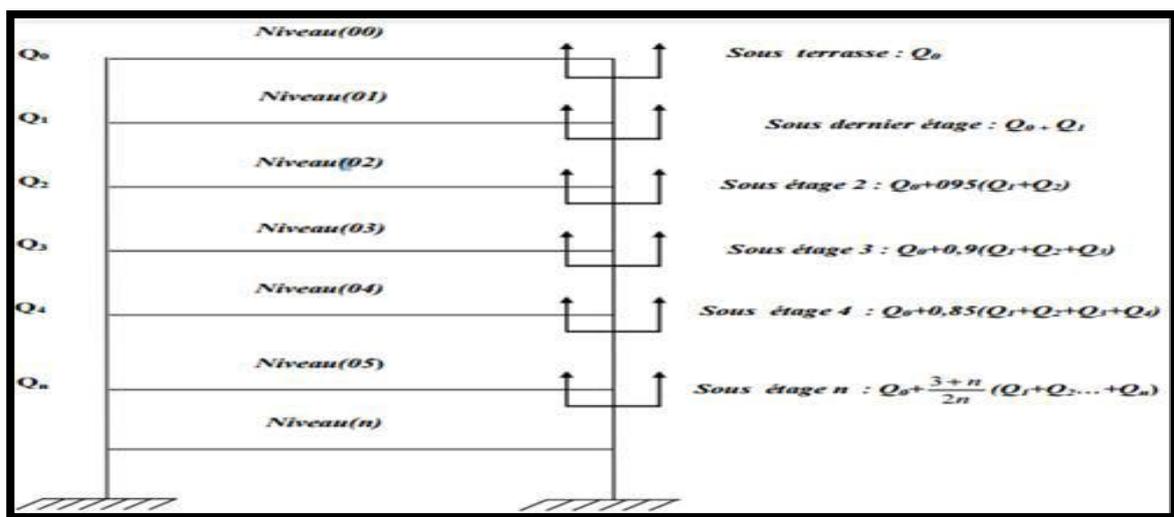
*Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

*Sous troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

*Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

*Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

Avec n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

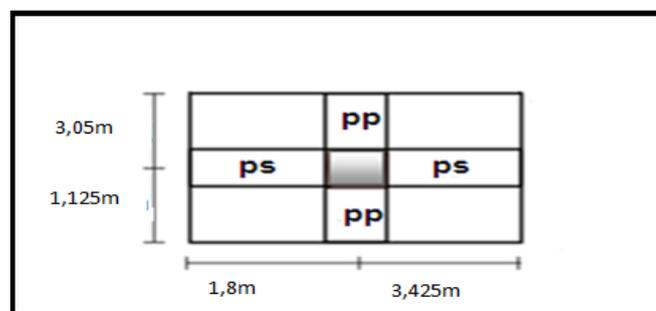


Fig(II-13) : la dégression des charges.

Tableau (II-9) : la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé

	Dégression	Q [kN]
Sous terrasse	Q_0	21,81
Sous 10ème étage	$Q_0 + Q_1$	54,53
Sous 9ème étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	83,98
Sous 8ème étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	110,15
Sous 7ème étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	133,06
Sous 6ème étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	152,69
Sous 5ème étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	169,05
Sous 4ème étage	$Q_0 + 0,70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	182,58
Sous 3ème étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	207,66
Sous 2ème étage	$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	222,06
Sous 1ème étage	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	234,49
RDC	$Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{rdc})$	252,16

1) Descente de charge de Poteau intermédiaire :



Fig(II-14) : Poteau intermédiaire le plus sollicité.

Tableau (II-10) : Descente des charges poteau intermédiaire.

Section	L'élément	G (kN)	Q (kN)
0- 0	La terrasse		
	Plancher : 5,01*21,81	109,27	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Surcharge		21,81
Totale		143,22	21,81
1- 1	Etage courant		
	Revenant 0 0	143,22	21,81
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,30*0,30*25*(2,97_0,5)	5,56	
	Surcharge		32,72
Totale		288,07	54,53
2- 2	Revenant 1 1	288,07	54,53
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,30*0,30*25*(2,97_0,5)	5,56	
	Surcharge		32,72

Totale		432,92	87,25
3- 3	Revenant 2 2	432,92	87,25
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,30*0,30*25*(2,97_0,5)	5,56	
	Surcharge		32,72
Totale		577,77	119,97
4- 4	Revenant 3 3	577,77	119,97
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,35*0,35*25*(2,97_0,5)	7,56	
	Surcharge		32,72
Totale		724,62	152,69
5- 5	Revenant 4 4	724,62	152,69
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,35*0,35*25*(2,97_0,5)	7,56	
	Surcharge		32,72

Totale		871,47	185,41
6-6	Revenant 5-5	871,47	185,41
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,35*0,35*25*(2,97_0,5)	7,56	
	Surcharge		32,72
Totale		1018,32	218,13
	Revenant 6-6	1018,32	218,13
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
7-7	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,40*0,40*25*(2,97_0,5)	9,88	
	Surcharge		32,72
Totale		1167,49	250,85
	Revenant 7-7	1167,49	250,85
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
8-8	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,40*0,40*25*(2,97_0,5)	9,88	
	Surcharge		32,72
Totale		1316,66	283,57

9-9	Revenant 8-8	1316,66	283,57
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,40*0,40*25*(2,97_0,5)	9,88	
	Surcharge		32,72
Totale		1465,83	316,29
10-10	Revenant 9-9	1465,83	316,29
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,45*0,45*25*(2,97_0,5)	12,50	
	Surcharge		32,72
Totale		1617,62	349,01
11-11	Revenant 10-10	1617,62	349,01
	Plancher : 4,83*21,81	105,34	
	Poutre principales : 4,175*25*0,50*0,35	18,27	
	Poutre secondaire : 5,225*25*0,40*0,30	15,68	
	Poteaux 0,45*0,45*25*(2,97_0,5)	12,50	
	Surcharge		32,72
Totale		1769,41	381,73

Le tableau suivant représente le résumé des pré-dimensionnements :

Tableau (II-11) : tableau récapitulatif.

étage	Charge permanente « G » (kN)	Charge d'exploitation « Q » (kN)	Section des poteaux « cm ² »
10,9,8	577,77	119,97	(30*30)
5,6,7	1018,32	218,13	(35*35)
4,3,2	1465,83	316,29	(40*40)
1,RDC	1769,41	381,73	(45*45)

A. Vérification les conditions de RPA99 (zone II) [2]:

Cas des poteaux carrés :

1. $\text{Min}(a_1; b_1) \geq 25\text{cm}$
2. $\text{Min}(a_1; b_1) \geq \frac{h_e}{20}\text{cm}$
3. $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Tableau (II-12) : vérification conditions d'RPA pour chaque type des poteaux

Etage	h _e	Poteau	Min (a,b)≥ 25 cm	Min (a,b)≥ h _e /20 cm	0,25<b/a<4	Condition
10 ^{ème} , 9 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	297	30*30	30≥25	30≥14,85	0,25<1<4	C.V
7 ^{ème} , 6 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	297	35*35	35≥25	35≥14,85	0,25<1<4	C.V
4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	297	40*40	40≥25	40≥14,85	0,25<1<4	C.V
1 ^{ère} , RDC	297	45*45	45≥25	45≥14,85	0,25<1<4	C.V

B. Vérification au flambement :

On a:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50, l_f = 0.7l_0, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, I = \frac{bh^3}{12}$$

Tableau (II-13) : vérification conditions de flambement pour chaque type des poteaux .

Etage	Poteau	B(cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	λ _x	condition
10, 9, 8	30*30	900	297	207,9	67500	8,66	24,01	C.V
7,6 ,5	35*35	1225	297	207,9	125052,58	10,10	20,58	C.V
4, 3,2	40*40	1600	297	207,9	213333,33	11,55	18	C.V
1, RDC	45*45	2025	297	207,9	341718,75	12,99	16	C.V

Tableau (II-14) : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau .

Niveau	G(KN)	Q(KN)	qu(k N)	L0(m)	Lf	λ	h(cm)	b=h(cm)
0-0	143,22	21,81	226,06	2,97	2,079	24,01	30	30
1-1	288,07	54,53	470,69	2,97	2,079	24,01	30	30
2-2	432,92	87,25	715,32	2,97	2,079	24,01	30	30
3-3	577,77	119,97	959,94	2,97	2,079	20,58	35	35
4-4	724,62	152,69	1207,27	2,97	2,079	20,58	35	35
5-5	871,47	185,41	1454,60	2,97	2,079	20,58	35	35
6-6	1018,32	218,13	1701,93	2,97	2,079	18	40	40
7-7	1167,49	250,85	1952,39	2,97	2,079	18	40	40
8-8	1316,66	283,57	2202,85	2,97	2,079	18	40	40
9-9	1465,83	316,29	2453,31	2,97	2,079	16	45	45
10-10	1617,62	349,01	2707,30	2,97	2,079	16	45	45
11-11	1769,41	381,73	2961,30	2,97	2,079	16	45	45

Tableau (II-15) : Pré-dimensionnement poteau ,poutre(pp,ps) voile ,l'acrotère ,plancher .

Elément	Section			
	1 ,RDC,	4 ;3 ;2	7 ;6 ;5	10 ;9 ;8
Poteaux (cm)	(45*45)	(40*40)	(35*35)	(30*30)
Poutre principale (cm)	(50*35)			
Poutre secondaire (cm)	(40*30)			
Voile (cm)	20 cm			
L'acrotère	2,499 kN/m ²			
Plancher corps creux	(16+4)			
Dalle plein	e=20cm			

II.11) Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en respectant les règles de **RPA99/version2003** et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers corps creux et dalle pleine.

Chapitre III

Etude des planchers

Etude des planchers

III.1) Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

La structure étudiée est le plancher à corps creux

• **Plancher à corps creux**

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) De dimensions (16*20*60) cm³, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.2) Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Remarque :

D'après CBA 93 Art (B-5-1) en utilise le joint de rupture dans la structure

III.3) choix la méthode de calcul :

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

- méthode forfaitaire
- la méthode des trois moments

↳ **Méthode forfaitaire :**

A. Domaine d'application :

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

Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition :

$$Q(\text{KN/m}^2) \leq \min\{2G; 5\text{KN/m}^2\}$$

- ♦ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- ♦ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- ♦ La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

B. Le principe de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à affecter aux moments en travée et en appuis maximaux une certaine proportion du moment isostatique de chaque travée prise séparément.

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (poutre simplement appuyée) (fig III-1)

M_g et M_d : valeurs des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée

M_t : Le moment maximum en travée.

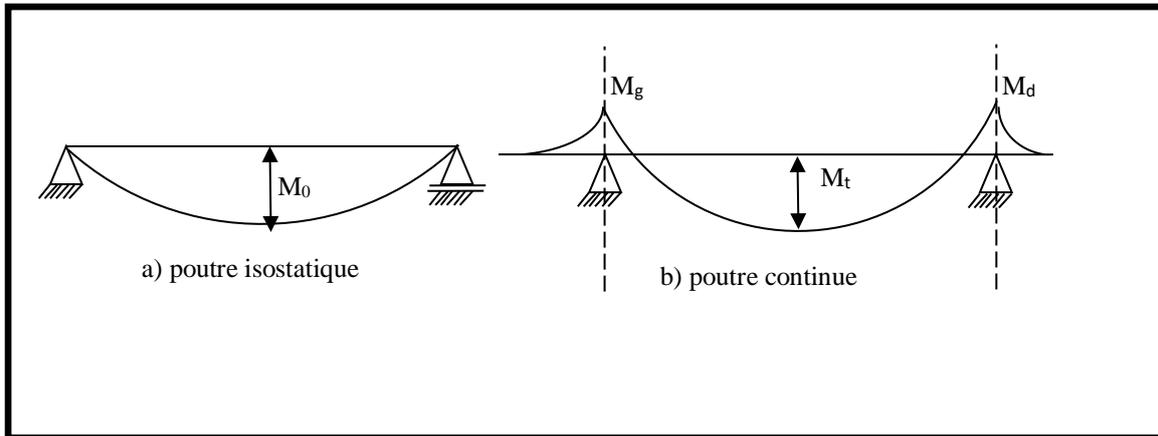


Fig (III-1): Définition des moments

❖ Moments en travées : M_t

Les valeurs des moments en travée M_t doivent remplir les deux conditions suivantes :

1^{er} condition :

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

2^{ème} condition:

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{(Pour une travée intermédiaire)} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{(Pour une travée de rive)} \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} M_0 = \max(M_{0g}, M_{0d}); M_{0g} = \frac{q_g l_g^2}{8}; M_{0d} = \frac{q_d l_d^2}{8} \\ \alpha = \frac{Q}{(G+Q)} \\ q_u = (1,35G + 1,5Q)b; q_s = (G + Q)b \end{cases}$$

❖ Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0 \rightarrow$ Pour appuis simples.

$M_{ar} = -0,2 M_0 \rightarrow$ Pour semi encastrement.

$M_{ar} = -0,4 M_0 \rightarrow$ Pour un encastrement.

❖ **Moments sur appuis intermédiaires : (figure III.2)**

$M_{ai} = -0,6 M_0 \rightarrow$ Cas d'une poutre à deux travées.

$M_{ai} = -0,5 M_0 \rightarrow$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_{ai} = -0,4 M_0 \rightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires.

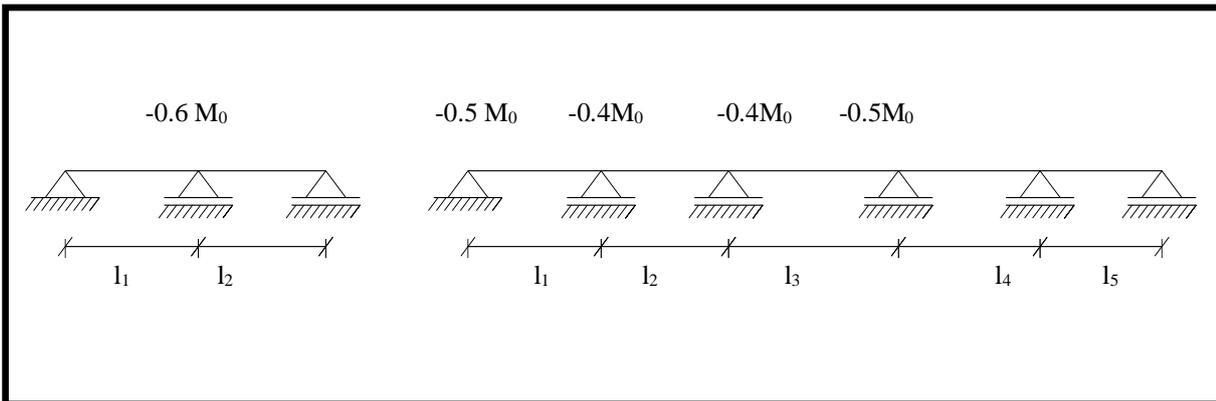


Fig (III-2): Moments sur appuis intermédiaire

✓ **Les efforts tranchant :**

$$\begin{cases} T_{0g} = \frac{ql}{2} - \frac{(M_g - M_d)}{l} \\ T_{0d} = \frac{ql}{2} - \frac{(M_d - M_g)}{l} \end{cases}$$

Donc l'effort tranchant est :

- ➔ Appui voisin de l'appui de rive d'une poutre à deux travées : $T = 1,15T_0$
- ➔ Appui voisin de l'appui de rive d'une poutre
- ➔ De plus de deux travées : $T = 1,1T_0$
- ➔ Un appui d'autre cas : $T = T_0$

1. -Evaluation des charges :

Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

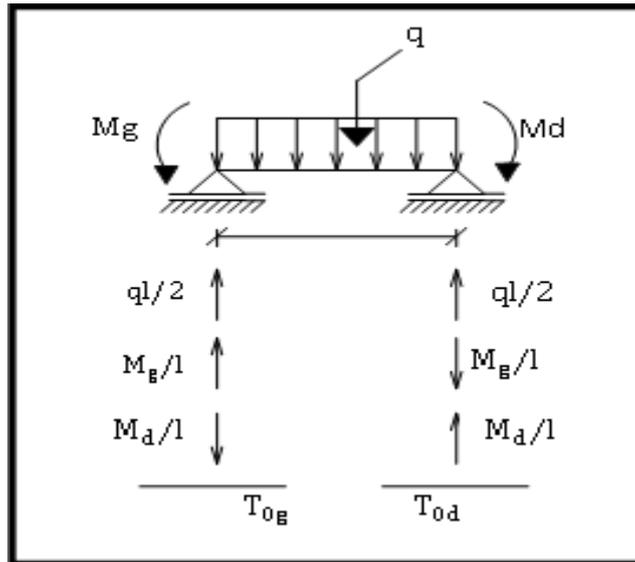


Fig (III-3): Trace des efforts tranchants

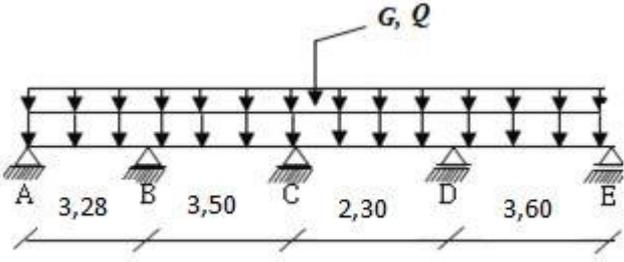
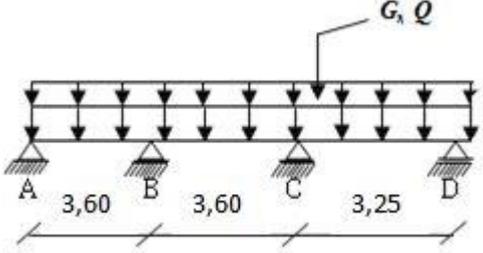
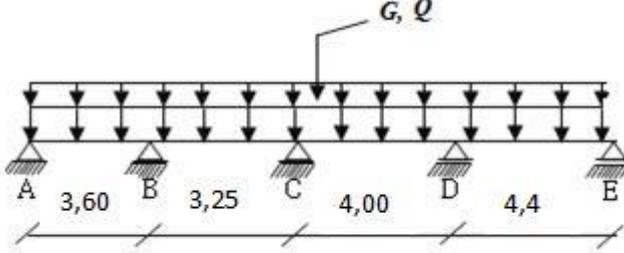
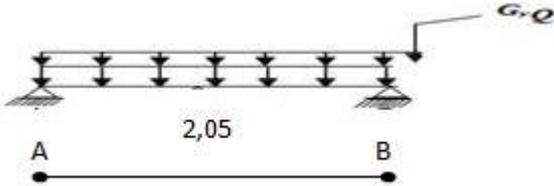
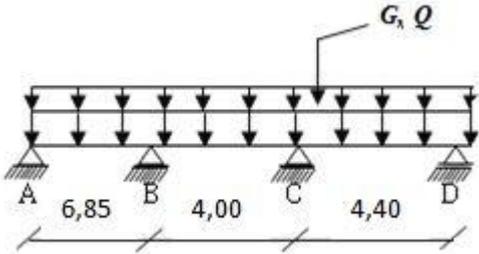
Tableau (III-1): évaluation des charges sur les poutrelles

Type de plancher	G(daN/m ²)	Q (daN/m ²)	Nu=(1,35G+1,5Q)0,6	Ns=(G+Q)0,6
Plancher terrasse	501	100	496	361
Plancher étage courant	483	150	526	380

2. Les types des poutrelles :

Tableau (III-2): Schéma statique des types de poutrelle

Type des poutrelles	Schéma statique des types de poutrelle
➤ Type01 :	<p>The diagram shows a continuous beam with four supports labeled A, B, C, and D. The spans between the supports are 3,60 m (A-B), 3,25 m (B-C), and 4,00 m (C-D). A uniformly distributed load \$G, Q\$ is applied downwards across the entire length of the beam.</p>

<p>➤ Type02 :</p>	
<p>➤ Type03 :</p>	
<p>➤ Type04 :</p>	
<p>➤ Type05 :</p>	
<p>➤ Type06 :</p>	

Type 01 :**➤ Les quatre Conditions :****Etage courant :**

a) $2 \times 483 = 966 \text{ daN/m}^2 > Q_0 = 150 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....C.V

c) $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$3,60/3,25 = 1,11 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$3,25/4,00 = 0,81 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par la méthode forfaitaire.

1) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{0ab} = q l^2/8 = q (3,60)^2/8 = 1,62q \text{ kN.m}$$

$$M_{0bc} = q l^2/8 = q (3,25)^2/8 = 1,32q \text{ kN.m}$$

$$M_{0cd} = q l^2/8 = q (4,00)^2/8 = 2q \text{ kN.m}$$

2) Calcul des moments en appui :

$$M_a = 0,2 * M_{0ab} = 0,2 * 1,62q \Rightarrow M_a = 0,32q \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0,5 * \max (M_{0ab}, M_{0bc}) = 0,5 * 1,62q \Rightarrow M_b = 0,81q \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,5 * \max (M_{0bc}, M_{0cd}) = 0,5 * 2q \Rightarrow M_c = 1q \text{ kN.m}$$

$$M_d = 0,2 * M_{0cd} = 0,2 * 2q \Rightarrow M_d = 0,40q \text{ kN.m}$$

3) Calcul des moments en Travée : $\alpha = Q / (Q + G) \Rightarrow \alpha = 0,17$

Travée de rive :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0/2$$

En travée (AB ,CD) :

$$M_{tAB} + (M_A + M_B)/2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB} - (M_A + M_B)/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3 * 0,17)]. 1,62 q - (0,324q + 0,81q)/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 1,703 q - 0,567q \qquad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,136q$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) 1,62q/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3*0,17) 1,62q/2 \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,013q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tAB} = \max (1,136q ; 1,013q) \quad \Rightarrow M_{tAB} = 1,136q$

$$M_{tCD} \geq 1,40q \quad M_{tCD} \geq 1,25q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tCD} = \max (1,40q ; 1,25q) \quad \Rightarrow M_{tCD} = 1,40q$

Travée d'intermédiaire :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0/2$$

En travée (BC) :

$$M_{tBC} + (M_B + M_C)/2 \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0BC}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0BC} - (M_B + M_C)/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3*0,17)]. 1,32 q - (0,81q + 1q)/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 1,387 q - 0,905q \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,48q$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha) 1,32q/2 \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq (1,2 + 0,3*0,17) 1,32q/2 \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,694q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tBC} = \max (0,694q ; 0,48q) \quad \Rightarrow M_{tBC} = 0,694q$

Tableau (III-3) : Résultats des moments étage courant (type 01)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	526	380	526	380
M _A	168,32	121,6	597,54	431,68
M _B	426,06	307,8	365,04	263,72
M _C	526	380	736,4	532
M _D	210,4	152	//	//
M _{max}	526	380	736,4	532

L'effort tranchant (AB) :

$q = 526 \text{ daN/m}^2 \quad L = 3,60 \text{ m}$

$T^g = qL / 2 - \Delta M / L \quad T^d = qL / 2 + \Delta M / L$

$T^g = 3,60q/2 - (0,81q-0,324q)/ 3,60 \Rightarrow T^g = 1,665q$

$T^d = qL / 2 + \Delta M / L$

$T^d = 3,60q/2 + (0,81q-0,324q)/ 3,60 \Rightarrow T^d = 1,935q$

L'effort tranchant (BC) :

$q = 526 \text{ daN/m}^2 \quad L = 3,25 \text{ m}$

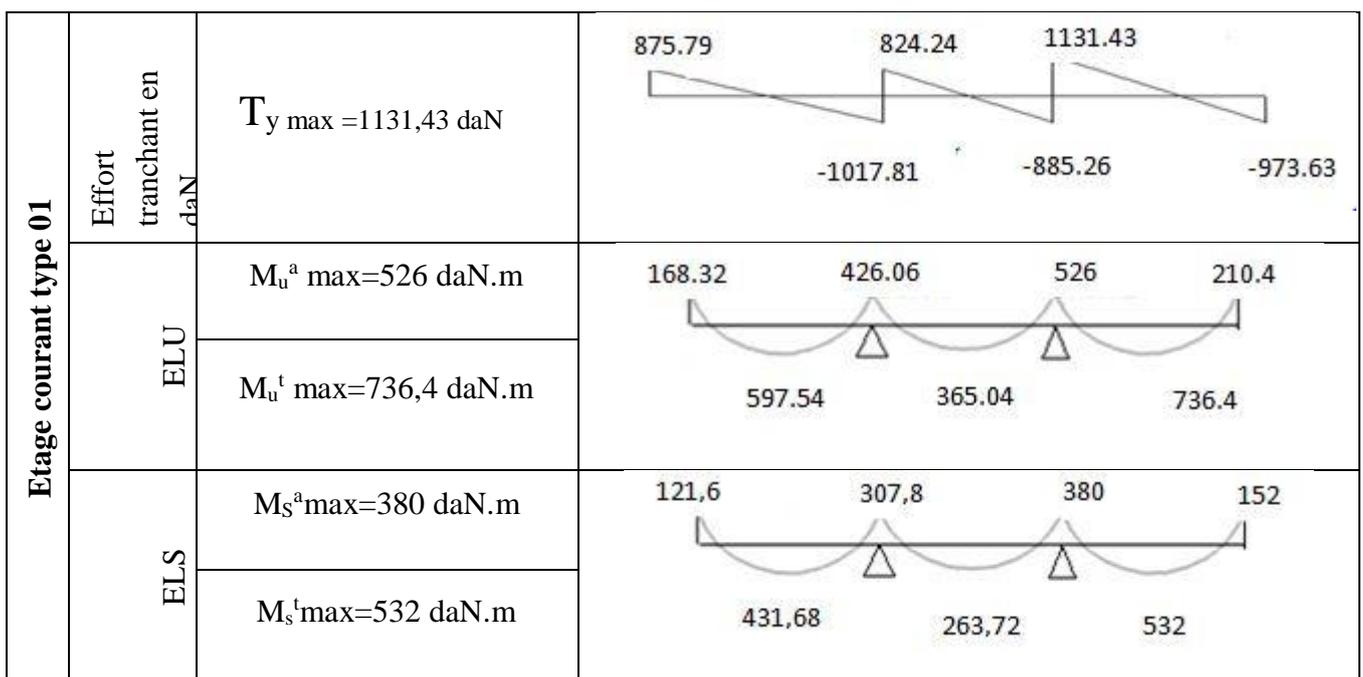
$T^g = 1,567q \quad T^d = 1,683q$

L'effort tranchant (CD) : $q = 526 \text{ daN/m}^2 \quad L = 4 \text{ m}$

$T^g = 2,151q \quad T^d = 1,851q$

T_1	T_2^g	T_2^d	T_3^g	T_3^d	T_4	$T_{\max} \text{ (daN)}$
875,79	1017,81	824,24	885,26	1131,43	973,63	1131,43

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU:



Type 01 :**➤ Les Quatre Conditions :****terrasse :**

a) $2 \times 501 = 1002 \text{ daN/m}^2 > Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....C.V

c) $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$3,60/3,25 = 1,11 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$3,25/4 = 0,81 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par la méthode forfaitaire

1) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{0ab} = q l^2 / 8 = q (3,60)^2 / 8 = 1,62 q$$

$$M_{0bc} = q l^2 / 8 = q (3,25)^2 / 8 = 1,32 q$$

$$M_{0cd} = q l^2 / 8 = q (4)^2 / 8 = 2 q$$

2) Calcul des moments en appui :

$$M_a = 0,2 * M_{0ab} = 0,2 * 1,62 q \Rightarrow M_a = 0,32 q \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0,5 * \max (M_{0ab}, M_{0bc}) = 0,5 * 1,62 q \Rightarrow M_b = 0,81 q \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,5 * \max (M_{0bc}, M_{0cd}) = 0,5 * 2 q \Rightarrow M_c = 1 q \text{ kN.m}$$

$$M_d = 0,2 * M_{0cd} = 0,2 * 2 q \Rightarrow M_d = 0,40 q \text{ kN.m}$$

3) Calcul des moments en Travée : $\alpha = Q / (Q + G) \Rightarrow \alpha = 0,24$

Travée de rive :

$$M_l + (M_w + M_e) / 2 \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_l \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

En travée (AB ,CD) :

$$M_{tAB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB} - (M_A + M_B) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3*0,24)]. 1,62 q - (0,32q+0,81q)/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 1,737 q - 0,567q \qquad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,170q$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) 1,62q /2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3*0,24) 1,62q /2 \qquad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,030q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tAB} = \max (1,170q ; 1,030q) \qquad \Rightarrow M_{tAB} = 1,170q$

$$M_{tCD} \geq 1,444q \qquad M_{tCD} \geq 1,072q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tCD} = \max (1,444q ; 1,072q) \qquad \Rightarrow M_{tCD} = 1,444q$

Travée d’intermédiaire :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \qquad \text{et} \qquad M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0/2$$

En travée (BC) :

$$M_{tBC} + (M_B + M_C)/2 \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{tBC}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{tBC} - (M_B + M_C)/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3*0,24)]. 1,32 q - (0,81q+1q)/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 1,415q - 0,81q \qquad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,510q$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha) 1,32q/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3*0,24) 1,32q/2 \qquad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,708q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tBC} = \max (0,510q ; 0,708q) \qquad \Rightarrow M_{tBC} = 0,708q$

Tableau (III-4) : Résultats des moments terrasse (type 01)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	496	361	496	361
M_A	158,72	115,52	580,32	422,37
M_B	401,76	292,41	351,17	255,59
M_C	496	361	716,22	521,28
M_D	198,4	144,4	//	//
M_{max}	496	361	716,22	521,28

L'effort tranchant (AB) : $q = 496 \text{ daN/m}^2$ $L = 3,60 \text{ m}$

$$T^g = qL/2 - \Delta M/L \quad T^d = qL/2 + \Delta M/L$$

$$T^g = 3,60q/2 - (0,81q - 0,324q)/3,60 \Rightarrow T^g = 1,665q$$

$$T^d = qL/2 + \Delta M/L$$

$$T^d = 3,60q/2 + (0,81q - 0,324q)/3,60 \Rightarrow T^d = 1,935q$$

L'effort tranchant (BC) : $q = 496 \text{ daN/m}^2$ $L = 3,25 \text{ m}$

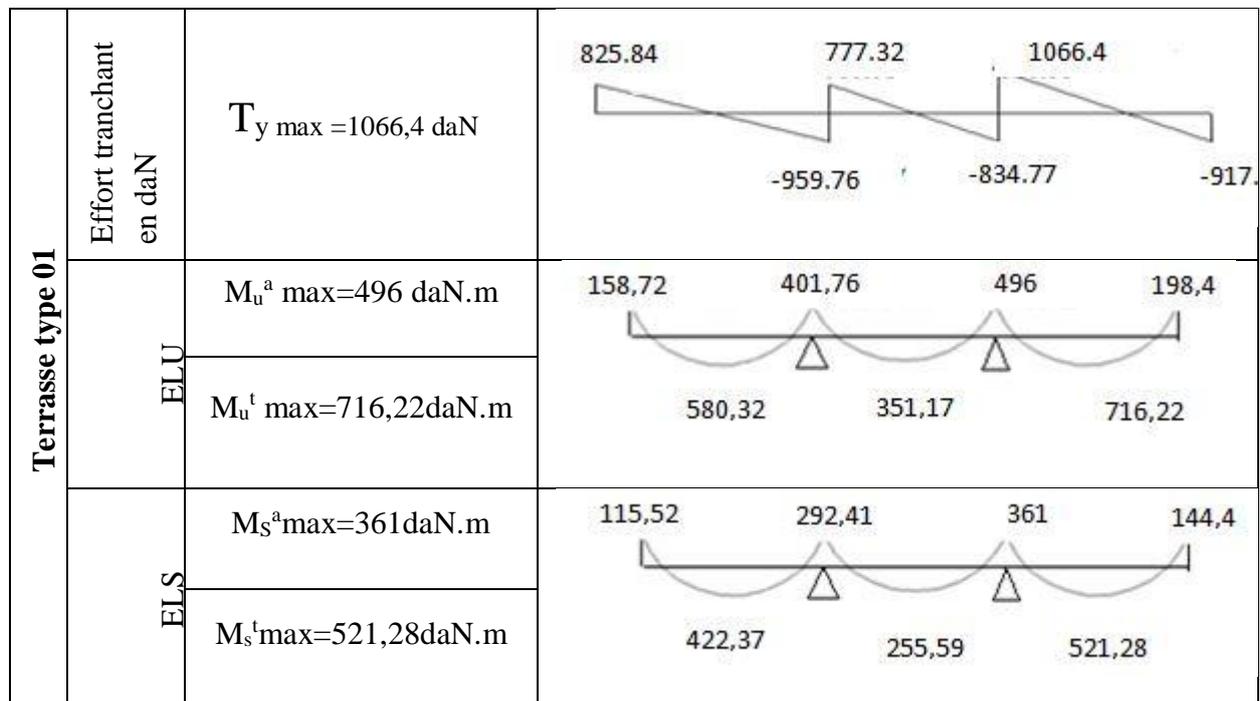
$$T^g = 1,567q \quad T^d = 1,683q$$

L'effort tranchant (CD) : $q = 496 \text{ daN/m}^2$ $L = 4 \text{ m}$

$$T^g = 2,15q \quad T^d = 1,85q$$

T ₁	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d	T ₄	T _{max} (daN)
825,84	959,76	777,32	834,77	1066,4	917,6	1066,4

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU:



Type 02 :

➤ **Les Quatre Conditions :**

- 1) $2 \times 501 = 1002 \text{ daN/m}^2 > Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....**C.V**
- 3) $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$
 - $3,28/3,50 = 0,93 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
 - $3,50/2,30 = 1,52 \dots\dots\dots \text{condition Non vérifiée}$
 - $2,30/3,60 = 0,64 \dots\dots\dots \text{condition Non vérifiée}$
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Remarque :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour ce type de poutrelles car la condition $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas vérifiée, donc on va utiliser «la méthode des trois moments ».

1-Méthode des trois moments :

$$\begin{cases} M_1 L_1 + 2M_2(L_1 + L_2) + M_3 L_2 = 6EI(\theta^d_2 - \theta^g_2) \\ M_1 L_2 + 2M_3(L_2 + L_3) + M_4 L_3 = 6EI(\theta^d_3 - \theta^g_3) \\ M_3 L_3 + 2M_4(L_3 + L_4) + M_5 L_4 = 6EI(\theta^d_4 - \theta^g_4) \end{cases}$$

$$\theta^g_2 = q \cdot L_1^3 / (24EI) \quad ; \quad \theta^d_2 = -q \cdot L_2^3 / (24EI) \quad ; \quad \theta^d_3 = -q \cdot L_3^3 / (24EI)$$

$$\theta^g_3 = q \cdot L_2^3 / (24EI) \quad ; \quad \theta^g_4 = q \cdot L_3^3 / (24EI) \quad ; \quad \theta^d_4 = -q \cdot L_4^3 / (24EI)$$

Avec :

$$L_1 = 3,28 \text{ m} \quad L_2 = 3,50 \text{ m} \quad L_3 = 2,30 \text{ m} \quad L_4 = 3,60 \text{ m}$$

$$M_1 = 0,2M_0 \quad M_5 = 0,2 M_0$$

$$\begin{cases} 3,28 * 0,2 * \frac{qL_1^2}{8} + 13,56 * M_2 + 3,5 * M_3 = -20,42q \\ 3,5 * M_2 + 11,6 * M_3 + 2,30 * M_4 = -13,76q \\ 2,3 * M_3 + 11,8 * M_4 + 3,6 * 0,2 * \frac{qL_4^2}{8} = -15,03q \end{cases}$$

Donc :

$$M_2 = -1,51q - 0,26 M_3$$

$$M_3 = -0,79q - 0,22 M_4$$

$$11,29 M_4 = -13,21 q \quad \longrightarrow \quad M_4 = -1,17 q$$

$$M_3 = -0,53q$$

↪ **Les moments en appuis :**

$$M_1 = 0,27q \quad M_2 = -1,37q \quad M_3 = -0,53q \quad M_4 = -1,17q \quad M_5 = 0,32q$$

↪ **Les moments en travée :**

$$M_1^t = -1,64q \quad M_2^t = -0,8q \quad M_3^t = -0,8q \quad M_4^t = -1,48q$$

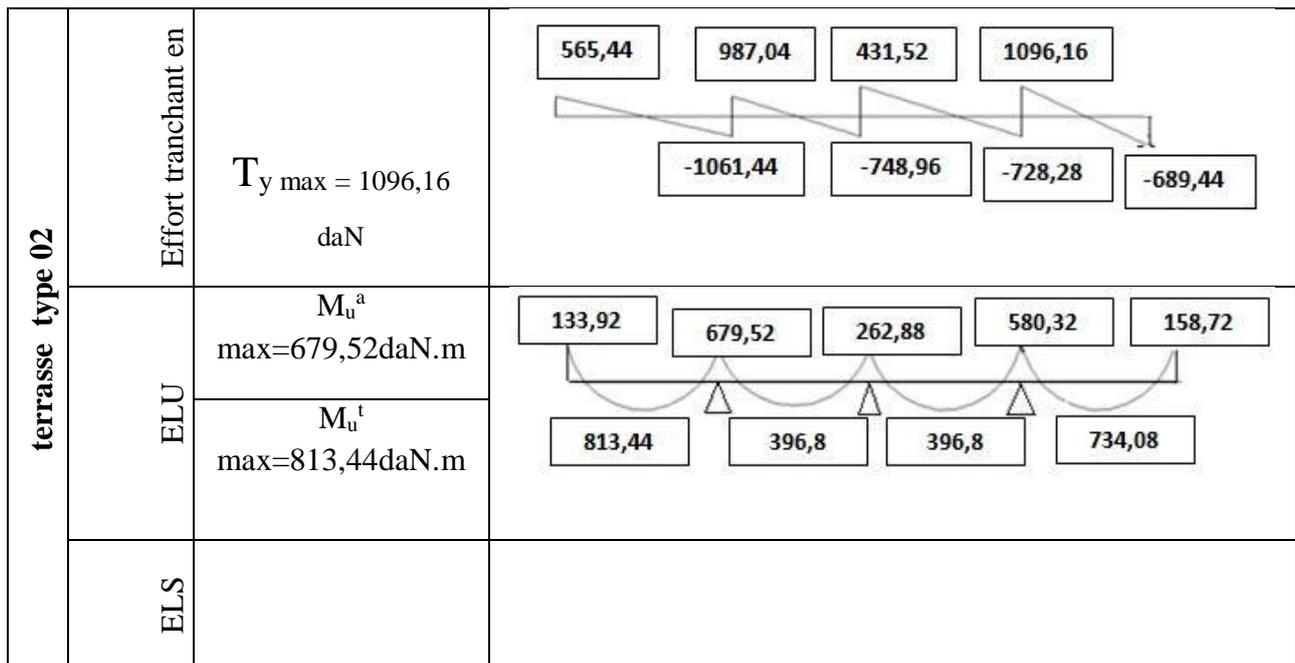
Tableau (III-5) : Résultats des moments terrasse (type 02)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	496	361	496	361
M ₁	133,92	97,47	813,44	592,04
M ₂	679,52	494,57	396,8	288,8
M ₃	262,88	191,33	396,8	288,8
M ₄	580,32	422,37	734,08	534,28
M ₅	158,72	115,52	//	//
M _{max}	679,52	494,57	813,44	592,04

↳ L'effort tranchant : q=496 daN.m (ELU)

T ₁	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d	T ₄ ^g	T ₄ ^d	T ₅	T _{max} (daN)
565,44	-1061,44	987,04	-748,96	431,52	-709,28	1096,16	-689,44	1096,16

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU:



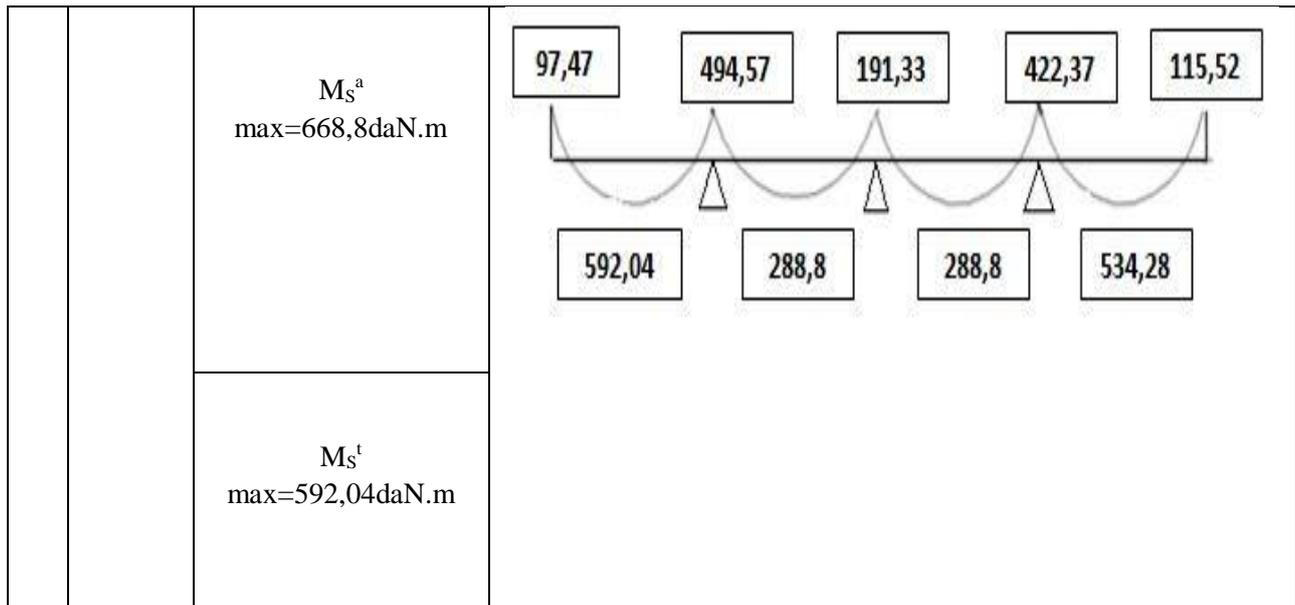


Tableau (III-6) : Résultats des moments étage courant (type 02)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	526	380	526	380
M ₁	142,02	102,6	862,64	623,2
M ₂	720,62	520,6	420,8	304
M ₃	278,78	201,4	420,8	304
M ₄	615,42	444,6	778,48	562,4
M ₅	168,32	121,6	//	//
M _{max}	720,62	520,6	862,64	623,2

↳ L'effort tranchant : q=526 daN.m (ELU)

T ₁	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d	T ₄ ^g	T ₄ ^d	T ₅	T_{max}(daN)
599,64	-1125,64	1046,74	-794,26	457,62	-752,18	1162,46	-731,14	1162,46

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELS:

Etage courant type 02	Effort tranchant en	$T_y \max =$ 1162,46daN	
	ELU	M_u^a max=720,62daN.m	
		M_u^t max=862,64daN.m	
ELS	M_s^a max=520,6daN.m		

Type 03 :

➤ **Les Quatre Conditions :**

Etage courant :

a) $2 \times 483 = 966 \text{ daN/m}^2 > Q_0 = 150 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....C.V

c) $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$3,60 / 3,6 = 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$3,60 / 3,25 = 1,11 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par la méthode forfaitaire

1) Calcul des moments fléchissant :

$M_{0ab} = q l^2 / 8 = q (3,60)^2 / 8 = 1,62 q$

$M_{0bc} = q l^2 / 8 = q (3,60)^2 / 8 = 1,62 q$

$M_{0cd} = q l^2 / 8 = q (3,25)^2 / 8 = 1,32 q$

2) Calcul des moments en appui :

$$M_a = 0,2 * M_{0ab} = 0,2 * 1,62 q \Rightarrow M_a = 0,324 q$$

$$M_b = 0,5 * \max(M_{0ab}, M_{0bc}) = 0,5 * 1,62 q \Rightarrow M_b = 0,81 q$$

$$M_c = 0,5 * \max(M_{0bc}, M_{0cd}) = 0,5 * 1,62 q \Rightarrow M_c = 0,81 q$$

$$M_d = 0,2 * M_{0cd} = 0,2 * 1,32 q \Rightarrow M_d = 0,264 q$$

$$\mathbf{3) Calcul des moments en Travée :} \quad \alpha = Q / (Q + G) \Rightarrow \alpha = 0.24$$

Travée de rive :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] \cdot M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

En travée (AB ,CD) :

$$M_{tAB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] \cdot M_{0AB}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] \cdot M_{0AB} - (M_A + M_B) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3 * 0,24)] \cdot 1,62 q - (0,324q + 0,81q) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 1,737 q - 0,567q \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,170q$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) 1,62q / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3 * 0,24) 1,62q / 2 \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,030q$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow M_{tAB} = \max(1,170q ; 1,030q) \quad \Rightarrow M_{tAB} = 1,170q$$

$$M_{tCD} \geq 0,875q \quad M_{tCD} \geq 0,839q$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow M_{tCD} = \max(0,875q ; 0,839q) \quad \Rightarrow M_{tCD} = 0,875q$$

Travée d'intermédiaire :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] \cdot M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

En travée (BC) :

$$M_{tBC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] \cdot M_{tBC}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] \cdot M_{tBC} - (M_B + M_C) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3 * 0,24)] \cdot 1,62 q - (0,81q + 0,81q) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 1,737 q - 0,81q \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,927q$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha) 1,62q / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3 \cdot 0,24) 1,62q/2 \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,868q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tBC} = \max(0,927q ; 0,868q) \quad \Rightarrow M_{tBC} = 0,927q$

Tableau (III-7) : Résultats des moments étage courant (type 03)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	526	380	526	380
M_A	170,00	123,10	615,00	443,00
M_B	426,00	307,70	487,00	350,70
M_C	426,00	307,70	462,00	332,60
M_D	139,00	100,30	//	//
M_{max}	426,00	307,70	615,00	443,00

L'effort tranchant (AB) : $q = 526 \text{ daN/m}^2 \quad L = 3,60 \text{ m}$

$$T^g = qL/2 - \Delta M/L \quad T^d = qL/2 + \Delta M/L$$

$$T^g = 3,60q/2 - (0,81q - 0,324q)/3,60 \quad \Rightarrow T^g = 1,665q$$

$$T^d = qL/2 + \Delta M/L$$

$$T^d = 3,60q/2 + (0,81q - 0,324q)/3,60 \quad \Rightarrow T^d = 1,935q$$

L'effort tranchant (BC) : $q = 526 \text{ daN/m}^2 \quad L = 3,60 \text{ m}$

$$T^g = 1,800q \quad T^d = 1,800q$$

L'effort tranchant (CD) :

$$q = 526 \text{ daN/m}^2 \quad L = 3,25 \text{ m}$$

$$T^g = 1,800q \quad T^d = 1,456q$$

T_1	T_2^g	T_2^d	T_3^g	T_3^d	T_4	$T_{max} \text{ (daN)}$
876,00	1018,00	946,80	946,80	943,00	766,00	1018,00

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU:

Etage courant type 03	Effort tranchant en daN	$T_y \max = 1018,00 \text{ daN}$	
		ELU	$M_u^a \max = 426,00 \text{ daN.m}$ $M_u^t \max = 615,00 \text{ daN.m}$
	ELS	$M_s^a \max = 307,70 \text{ daN.m}$	
		$M_s^t \max = 443,00 \text{ daN.m}$	

Type 03 :

➤ **Les Quatre Conditions :**

Terrasse :

a) $2 \times 501 = 1002 \text{ daN/m}^2 > Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....C.V

c) $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$3,60 / 3,6 = 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$3,60 / 3,25 = 1,11 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par la méthode forfaitaire

1) Calcul des moments fléchissant :

$M_{0ab} = q l^2 / 8 = q (3,60)^2 / 8 = 1,62 q$

$M_{0bc} = q l^2 / 8 = q (3,60)^2 / 8 = 1,62 q$

$M_{0cd} = q l^2 / 8 = q (3,25)^2 / 8 = 1,32 q$

2) Calcul des moments en appui :

$M_a = 0,2 * M_{0ab} = 0,2 * 1,62 q \Rightarrow M_a = 0,324 q$

$$M_b = 0,5 * \max (M_{0ab}, M_{0bc}) = 0,5 * 1,62 q \Rightarrow M_b = 0,81 q$$

$$M_c = 0,5 * \max (M_{0bc}, M_{0cd}) = 0,5 * 1,62 q \Rightarrow M_c = 0,81 q$$

$$M_d = 0,2 * M_{0cd} = 0,2 * 1,32 q \Rightarrow M_d = 0,264 q$$

$$\mathbf{3) Calcul des moments en Travée :} \quad \alpha = Q / (Q + G) \Rightarrow \alpha = 0.17$$

Travée de rive :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

En travée (AB ,CD) :

$$M_{tAB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB} - (M_A + M_B) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3 * 0,17)]. 1,62 q - (0,324q + 0,81q) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 1,703q - 0,567q \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,136q$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) 1,62q / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3 * 0,17) 1,62q / 2 \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,013q$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow M_{tAB} = \max (1,136q ; 1,013q) \quad \Rightarrow M_{tAB} = 1,136q$$

$$M_{tCD} \geq 0,850q \quad M_{tCD} \geq 0,826q$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow M_{tCD} = \max (0,850q ; 0,826q) \quad \Rightarrow M_{tCD} = 0,850q$$

Travée d'intermédiaire :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

En travée (BC) :

$$M_{tBC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0BC}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0BC} - (M_B + M_C) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3 * 0,17)]. 1,62 q - (0,81q + 0,81q) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 1,703 q - 0,81q \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,893q$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha) 1,62q / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3 * 0,17) 1,62q / 2 \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,851q$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow M_{tBC} = \max (0,893q ; 0,851q) \quad \Rightarrow M_{tBC} = 0,893q$$

Tableau (III-8) : Résultats des moments terrasse (type 03)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	496	361	496	361
M_A	160,70	84,47	563,46	410,10
M_B	401,76	292,41	442,93	322,37
M_C	401,76	292,41	421,60	306,85
M_D	130,94	95,30	//	//
M_{max}	401,76	292,41	563,46	410,10

L'effort tranchant (AB) : $q = 496 \text{ daN/m}^2$ $L = 3,60 \text{ m}$

$$T^g = qL/2 - \Delta M/L \quad T^d = qL/2 + \Delta M/L$$

$$T^g = 3,60q/2 - (0,81q - 0,324q)/3,60 \Rightarrow T^g = 1,665q$$

$$T^d = qL/2 + \Delta M/L$$

$$T^d = 3,60q/2 + (0,81q - 0,324q)/3,60 \Rightarrow T^d = 1,935q$$

L'effort tranchant (BC) : $q = 496 \text{ daN/m}^2$ $L = 3,60 \text{ m}$

$$T^g = 1,800q \quad T^d = 1,800q$$

L'effort tranchant (CD) : $q = 496 \text{ daN/m}^2$ $L = 3,25 \text{ m}$

$$T^g = 1,800q \quad T^d = 1,456q$$

T_1	T_{2g}	T_{2d}	T_{3g}	T_{3d}	T_4	T_{max} (daN)
959,76	825,84	892,80	892,80	722,18	892,80	959,76

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU:

Terrasse type 03	Effort tranchant en daN	$T_y \max = 892,80 \text{ daN}$	
	ELU	$M_u^a \max = 401,76 \text{ daN.m}$	
		$M_u^t \max = 563,46 \text{ daN.m}$	
	ELS	$M_s^a \max = 292,41 \text{ daN.m}$	
		$M_s^t \max = 410,10 \text{ daN.m}$	

Type 04 :

➤ **Les Quartés Conditions :**

Terrasse :

- a) $2 \times 501 = 1002 \text{ daN/m}^2 > Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.....C.V
- c) **0, 8 $\leq L_i / L_{i+1} \leq 1, 25$**
 $3,60/3,25 = 1,11 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
 $3,25/4,00 = 0,81 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
 $4,00/4,40 = 0,91 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par la méthode forfaitaire

1) Calcul des moments fléchissant :

$M_{0ab} = q l^2/8 = q (3,60)^2/8 = 1,62 q$
 $M_{0bc} = q l^2/8 = q (3,25)^2/8 = 1,32q$
 $M_{0cd} = q l^2/8 = q (4,00)^2/8 = 2 q$
 $M_{0de} = q l^2/8 = q (4,40)^2/8 = 2,42 q$

2) Calcul des moments en appui :

$$M_a = 0,2 * M_{0ab} = 0,2 * 1,62 q \Rightarrow M_a = 0,324 q$$

$$M_b = 0,5 * \max(M_{0ab}, M_{0bc}) = 0,5 * 1,62 q \Rightarrow M_b = 0,81 q$$

$$M_c = 0,4 * \max(M_{0bc}, M_{0cd}) = 0,4 * 2 q \Rightarrow M_c = 0,8 q$$

$$M_d = 0,5 * \max(M_{0cd}, M_{0de}) = 0,5 * 2,42 q \Rightarrow M_d = 1,21 q$$

$$M_e = 0,2 * M_{0de} = 0,2 * 2,42 q \Rightarrow M_e = 0,484 q$$

$$\mathbf{3) Calcul des moments en Travée :} \quad \alpha = Q / Q + G \Rightarrow \alpha = 0,17$$

Travée de rive :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

En travée (AB ,DE) :

$$M_{tAB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB} - (M_A + M_B) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3 * 0,17)]. 1,62 q - (0,324q + 0,81q) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 1,703 q - 0,567q \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,136q$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) 1,62q / 2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3 * 0,17) 1,62q / 2 \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,013q$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow M_{tAB} = \max(1,136q ; 1,013q) \Rightarrow M_{tAB} = 1,136q$$

$$M_{tDE} \geq 1,694q \quad M_{tDE} \geq 1,514q$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow M_{tDE} = \max(1,694q ; 1,514q) \Rightarrow M_{tDE} = 1,694q$$

Travée d'intermédiaire :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

En travée (BC ,CD) :

$$M_{tBC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0BC}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0BC} - (M_B + M_C) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3 * 0,17)]. 1,32 q - (0,81q + 0,8q) / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 1,387 q - 0,805q \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,582q$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha) 1,32q / 2$$

$$\Rightarrow Mt_{BC} \geq (1,2 + 0,3 \cdot 0,17) 1,32q / 2 \quad \Rightarrow Mt_{BC} \geq 0,694q$$

Donc : $\Rightarrow Mt_{BC} = \max (0,694q ; 0,582q) \quad \Rightarrow Mt_{BC} = 1,136q$

Donc : $Mt_{CD} \geq 1,095q \quad Mt_{CD} \geq 1,05q$

$$\Rightarrow Mt_{CD} = \max (1,095q ; 1,05q) \quad \Rightarrow Mt_{CD} = 1,095q$$

Tableau (III-9) : Résultats des moments terrasse (type 04)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	496	361	496	361
M_A	160,7	116,96	562,46	409,37
M_B	401,76	292,41	343,73	250,17
M_C	396,8	288,8	543,12	395,30
M_D	600,16	436,81	840,22	611,53
M_E	240,06	174,72	//	//
M_{max}	600,16	436,81	840,22	611,53

L'effort tranchant (AB) : $q = 496 \text{ daN/m}^2 \quad L = 3,60 \text{ m}$

$$T^g = qL / 2 - \Delta M / L \quad T^d = qL / 2 + \Delta M / L$$

$$T^g = 3,60q/2 - (0,81q - 0,324q) / 3,60 \quad \Rightarrow T^g = 1,665q$$

$$T^d = qL / 2 + \Delta M / L$$

$$T^d = 3,60q/2 + (0,81q - 0,324q) / 3,60 \quad \Rightarrow T^d = 1,935q$$

L'effort tranchant (BC) : $q = 496 \text{ daN/m}^2 \quad L = 3,25 \text{ m}$

$$T^g = 1,622q \quad T^d = 1,628q$$

L'effort tranchant (CD) : $q = 496 \text{ daN/m}^2 \quad L = 4,00 \text{ m}$

$$T^g = 0,99q \quad T^d = 2,103q$$

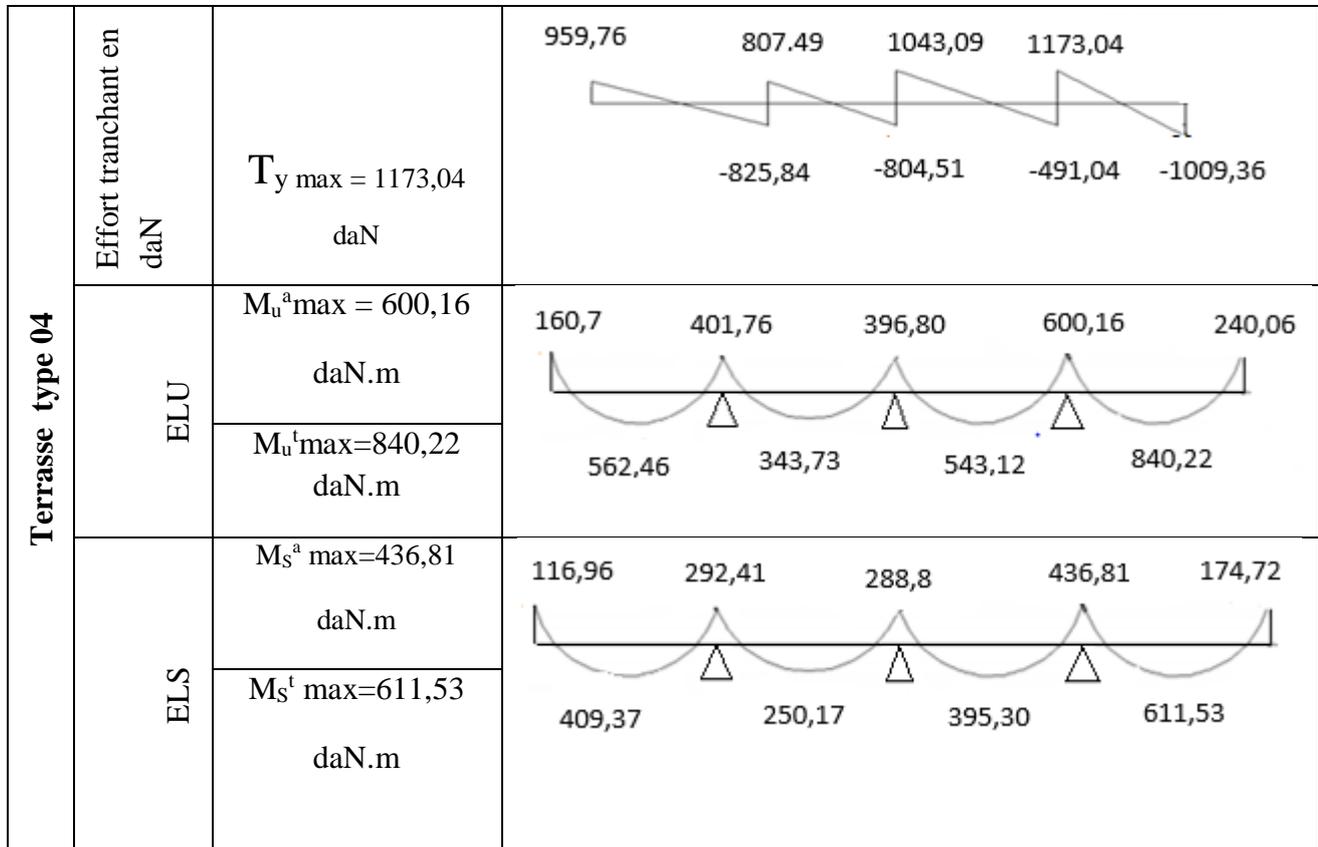
L'effort tranchant (DE) : $q = 496 \text{ daN/m}^2 \quad L = 4,40 \text{ m}$

$$T^g = 2,035q \quad T^d = 2,365q$$

T_1	T_2^g	T_2^d	T_3^g	T_3^d	T_4^g	T_4^d	T_5	$T_{max} \text{ (daN)}$
-------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	-------	-------------------------

959,76	825,84	807,49	804,51	1043,09	491,04	1173,04	1009,36	1173,04
--------	--------	--------	--------	---------	--------	---------	---------	---------

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU et l'ELS :



Type 04 :

➤ **Les Quatre Conditions :**

Etage courant :

a) $2 \times 483 = 966 \text{ daN/m}^2 > Q_0 = 150 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....C.V

c) $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$3,60/3,25 = 1,11 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$3,25/4,00 = 0,81 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$4,00/4,40 = 0,91 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc le calcul se fait par la méthode forfaitaire

1) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{0ab} = q l^2/8 = q (3,60)^2/8 = 1,62 q$$

$$M_{0bc} = q l^2/8 = q (3,25)^2/8 = 1,32q$$

$$M_{0cd} = q l^2/8 = q (4,00)^2/8 = 2 q$$

$$M_{0de} = q l^2/8 = q (4,40)^2/8 = 2,42 q$$

2) Calcule des moments en appui :

$$M_a = 0,2 * M_{0ab} = 0,2 * 1,62 q \Rightarrow M_a = 0,324 q$$

$$M_b = 0,5 * \max (M_{0ab} , M_{0bc}) = 0,5 * 1,62 q \Rightarrow M_b = 0,81 q$$

$$M_c = 0,4 * \max (M_{0bc} , M_{0cd}) = 0,4 * 2 q \Rightarrow M_c = 0,8 q$$

$$M_d = 0,5 * \max (M_{0cd} , M_{0de}) = 0,5 * 2,42 q \Rightarrow M_d = 1,21q$$

$$M_e = 0,2 * M_{0de} = 0,2 * 2,42 q \Rightarrow M_e = 0,484 q$$

3) Calcule des moments en Travée :

$$\alpha = Q / Q + G \Rightarrow \alpha = 0.24$$

Travée de rive :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0/2$$

En travée (AB ,DE) :

$$M_{tAB} + (M_a + M_b)/2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0AB} - (M_a + M_b)/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3*0,24)]. 1,62 q - (0,324q + 0,81q)/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 1,737 q - 0,567q \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,170q$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0/2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) 1,62q /2$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3*0,24) 1,62q /2 \quad \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,030q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tAB} = \max (1,170q ; 1,030q) \Rightarrow M_{tAB} = 1,170q$

$$M_{tDE} \geq 1,747q \quad M_{tDE} \geq 1,539q$$

Donc : $\Rightarrow M_{tDE} = \max (1,747q ; 1,539q) \Rightarrow M_{tDE} = 1,747q$

Travée d'intermédiaire :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0 \quad \text{et} \quad M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0/2$$

En travée (BC ,CD) :

$$M_{tBC} + (M_b + M_c)/2 \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0BC}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_{0BC} - (M_B + M_C)/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3*0,24)]. 1,32q - (0,81q + 0,8q)/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 1,415q - 0,805q \quad \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,610q$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0/2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha) 1,32q / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1 + 0,3*0,24) 1,32q / 2$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 0,708q$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow M_{tBC} = \max(0,610q ; 0,708q)$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = 0,708q$$

$$\text{Donc : } M_{tCD} \geq 1,139q \quad M_{tCD} \geq 1,072q$$

$$\Rightarrow M_{tCD} = \max(1,139q ; 1,072q) \quad \Rightarrow M_{tCD} = 1,139q$$

Tableau (III-10) : Résultats des moments étage courant (type 04)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	526	380	526	380
M_A	170,42	123,12	615,42	444,6
M_B	426,06	307,8	372,41	269,04
M_C	420,8	304,00	599,11	432,82
M_D	636,46	459,8	918,92	663,86
M_E	254,58	183,92	//	//
M_{\max}	636,46	459,8	918,92	663,86

$$\text{L'effort tranchant (AB) : } q = 526 \text{ daN/m}^2 \quad L = 3,60 \text{ m}$$

$$T^g = qL/2 - \Delta M/L \quad T^d = qL/2 + \Delta M/L$$

$$T^g = 3,60q/2 - (0,81q - 0,324q)/3,60 \quad \Rightarrow T^g = 1,665q$$

$$T^d = qL/2 + \Delta M/L$$

$$T^d = 3,60q/2 + (0,81q - 0,324q)/3,60 \quad \Rightarrow T^d = 1,935q$$

L'effort tranchant (BC) : $q = 526 \text{ daN/m}^2$ $L = 3,25 \text{ m}$

$T_g = 1,622q$ $T_d = 1,628q$

L'effort tranchant (CD) : $q = 526 \text{ daN/m}^2$ $L = 4,00 \text{ m}$

$T_g = 0,99q$ $T_d = 2,103q$

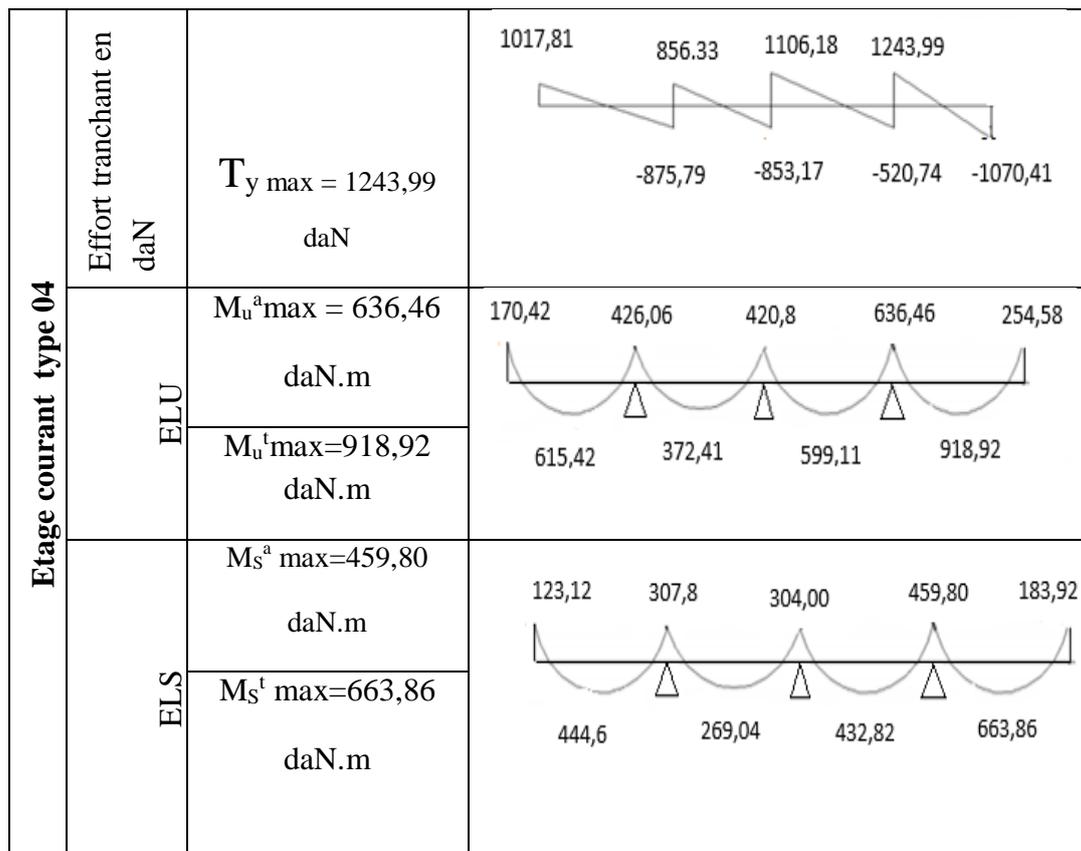
L'effort tranchant (DE) :

$q = 526 \text{ daN/m}^2$ $L = 4,40 \text{ m}$

$T_g = 2,035q$ $T_d = 2,365q$

T_1	T_2^g	T_2^d	T_3^g	T_3^d	T_4^g	T_4^d	T_5	$T_{\max} \text{ (daN)}$
1017,81	875,79	856,33	853,17	1106,18	520,74	1243,99	1070,41	1243,99

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU:



Type 05 :

1) Calcul le moment fléchissant :

$$M_{0ab} = q l^2 / 8 = q (2,05)^2 / 8 = 0,53 q$$

2) Calcul des moments en appui :

$$M_a = M_b = 0,4 M_{0ab} = 0,212 q$$

3) Calcul le moment en Travée :

$$M_t = 0,85 M_{0ab} = 0,451 q$$

Etage courant :

Tableau (III-11) : Résultats des moments étage courant (type 05)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée[daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	526	380	526	380
M ₁	111,51	80,56	237,23	171,38
M ₂	111,51	80,56	//	//
M _{max}	111,51	80,56	237,23	171,38

L'effort tranchant en ELU : $q_u = 526 \text{ daN/ml}$

$$T_{\max} = q_u L / 2 = 1,025 q_u$$

T ₁	T ₂	T _{max} (daN)
539,15	-539,15	539,15

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU :

Etage courant type 05	Effort tranchant en daN	T _y max = 539,15 daN	
	ELU	M _u ^a max = 111,51 daN.m	
	ELS	M _s ^a max = 80,56 daN.m	

		$M_s^t \text{ max}=171,38$ daN.m	
--	--	-------------------------------------	--

Terrasse :

Tableau (III-12) : Résultats des moments terrasse (type 05)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée[daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	496	361	496	361
M_1	105,15	76,53	223,70	162,81
M_2	105,15	76,53	//	//
M_{max}	105,15	76,53	223,70	162,81

L'effort tranchant en ELU : $q_u=496 \text{ daN/ml}$

$$T_{\text{max}} = q_u.L / 2 = 1,025q_u$$

T_1	T_2	$T_{\text{max}} \text{ (daN)}$
508,40	-508,40	508,40

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU :

Terrasse type 05	Effort tranchant en daN	$T_y \text{ max} = 508,40 \text{ daN}$	
	ELU	$M_u^a \text{ max} = 105,15$ daN.m <hr/> $M_u^t \text{ max}=223,70 \text{ daN.m}$	

ELS	$M_s^a \text{ max}=76,53$ daN.m	
	$M_s^t \text{ max}=162,81$ daN.m	

Type 06 :

➤ **Les Quatre Conditions :**

- 1) $2 \times 501 = 1002 \text{ daN/m}^2 > Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- 2) Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.....C.V
- 3) $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$
 $6,85/4=1,71 \dots\dots\dots \text{condition Non vérifiée}$
 $4,00/4,40=0,91 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Remarque :

La méthode forfaitaire est n’est pas applicable pour ce type des poutrelles car la condition $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ n’est pas vérifiée, donc on va utiliser «la méthode des trois moments ».

1-Méthode des trois moments :

$$\begin{cases} M_1 L_1 + 2M_2(L_1 + L_2) + M_3 L_2 = 6EI(\theta^d_2 - \theta^g_2) \\ M_2 L_2 + 2M_3(L_2 + L_3) + M_4 L_3 = 6EI(\theta^d_3 - \theta^g_3) \end{cases}$$

$$\theta^g_2 = q \cdot L_1^3 / (24EI) \quad ; \quad \theta^d_2 = -q \cdot L_2^3 / (24EI) \quad ; \quad \theta^d_3 = -q \cdot L_3^3 / (24EI)$$

$$\theta^g_3 = q \cdot L_2^3 / (24EI)$$

Avec :

$$L_1=6,85 \text{ m} \quad L_2=4,00 \text{ m} \quad L_3=4,40 \text{ m}$$

$$M_1=0,2M_0 \quad M_4=0,2 M_0$$

$$\begin{cases} 6,85 * 0,2 * \frac{qL_1^2}{8} + 21,7 * M_2 + 4 * M_3 = -96,35q \\ 4 * M_2 + 16,8 * M_3 = -39,43q \end{cases}$$

Donc : $M_2 = -4,81q - 0,18 M_3$
 $M_3 = -0,79q - 0,22 M_4$
 $M_3 = -1,26q$

↪ **Les moments en appuis :**

$$M_1 = 1,17q \quad M_2 = -4,58q \quad M_3 = -1,26q \quad M_4 = 0,484q$$

↳ Les moments en travée :

$$M_1^t = -6q \quad M_2^t = -2,67q \quad M_3^t = -1,76q$$

Terrasse :

Tableau (III-13) : Résultats des moments terrasse (type 06)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	496	361	496	361
M ₁	580,32	422,37	2976,00	2166,00
M ₂	2271,68	1653,38	1324,32	963,87
M ₃	624,96	454,86	872,96	635,36
M ₄	240,06	174,72	//	//
M _{max}	2271,68	1653,38	2976,00	2166,00

L'effort tranchant : q=496 daN.m (ELU)

T ₁	T ₂ ^g	T ₂ ^d	T ₃ ^g	T ₃ ^d	T ₄	T_{max}(daN)
1264,80	2132,80	1403,68	580,32	1289,60	892,80	1403,83

Étage courant :

Tableau (III-14) : Résultats des moments étage courant (type 06)

	Moment en appui [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q [daN/ml]	526	380	526	380
M ₁	615,42	444,6	3156,00	2280,00
M ₂	2409,08	1740,40	1404,42	1014,60
M ₃	662,76	478,80	925,76	668,80
M ₄	254,58	183,92	//	//
M _{max}	2409,08	1740,40	3156,00	2280,00

L'effort tranchant : $q=526 \text{ daN.m (ELU)}$

T_1	T_2^g	T_2^d	T_3^g	T_3^d	T_4	$T_{\max}(\text{daN})$
1341,30	2261,80	1488,58	615,42	1367,60	946,80	2261,80

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU:

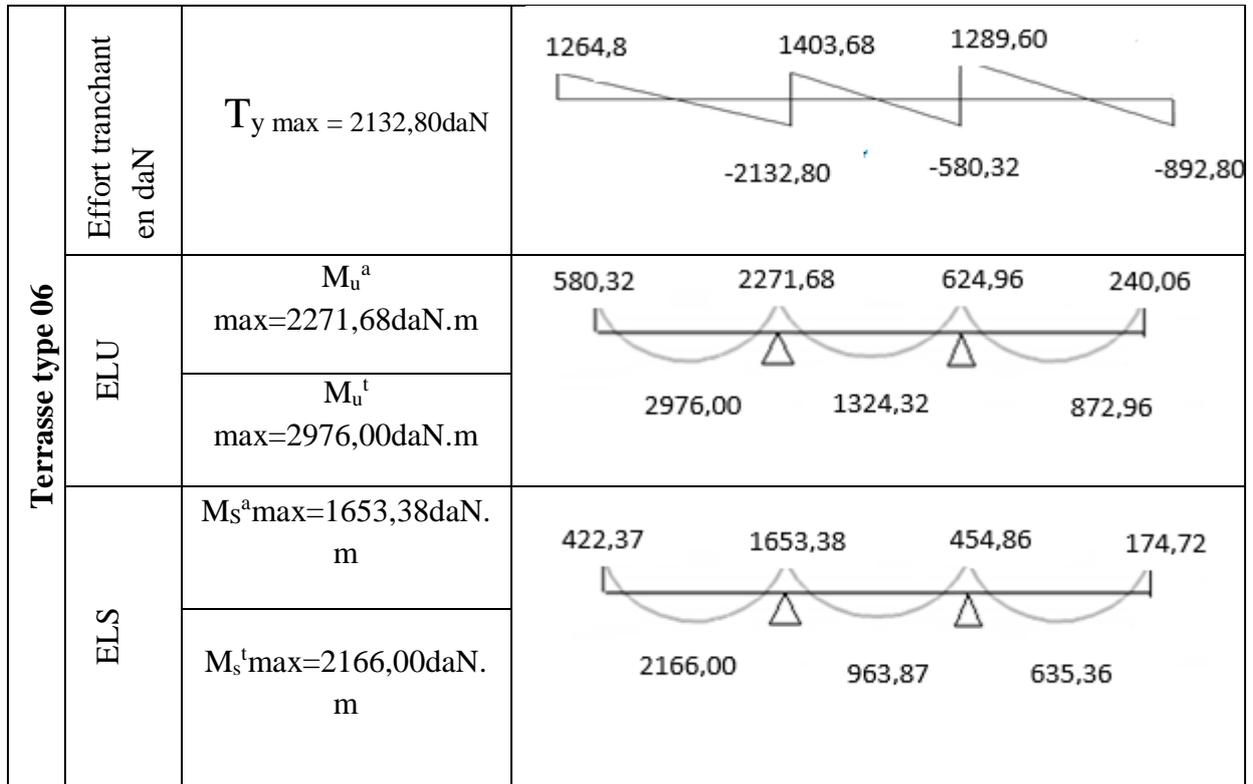
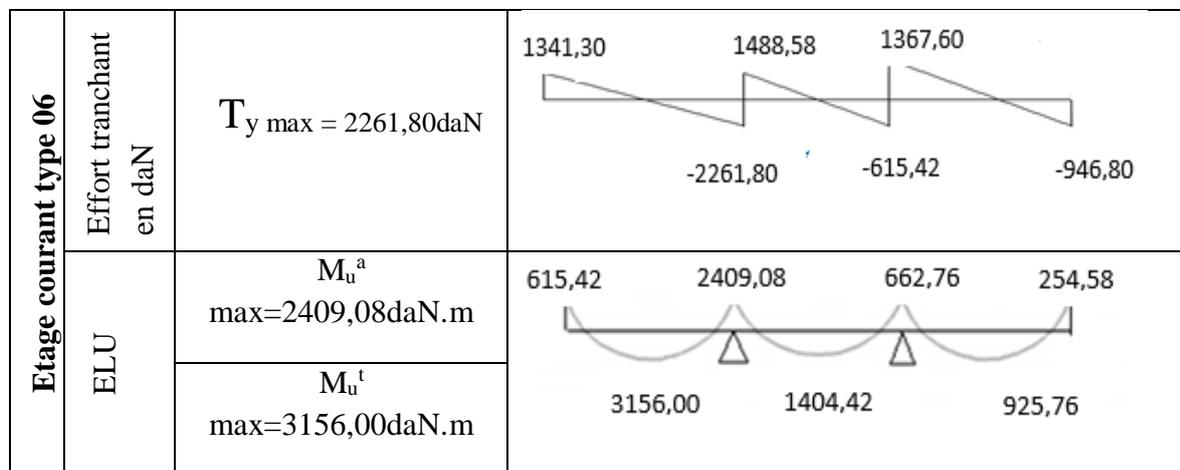


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU:



ELS	$M_s^a \max = 1740,40 \text{ daN.m}$	444,60	1740,40	478,80	183,92
	$M_s^t \max = 2280,00 \text{ daN.m}$	2280,00	1014,60	668,80	

1. Calcul de ferrailage :

➤ **Terrasse inaccessible:**

a. Les armatures longitudinales :

• **En travée :**

ELU :

$M_{u \text{ travée}} = 1324,32 \text{ daN.m}$

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

$M_{\text{tab}} = \sigma_{bc} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

d = 0,9h = 18 cm. (Acier FeE400)
travée

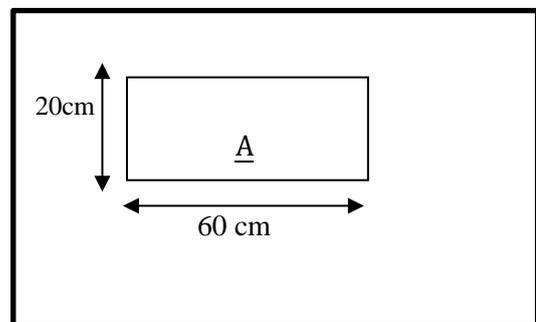


Fig (III-4): Schéma de calcul en

$M_{\text{tab}} = 14,17 * 10 * 60 * 4 * \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 5441,28 \text{ daN.m}$

$M_{u \text{ travée}} < M_{\text{tab}} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b * h) \text{ cm}^2$.

• **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{1324,32 * 10^2}{14,17 * 10 * 60 * 18^2} = 0,048 \quad \mu < \mu_1 = 0,186$

$A'u=0$ n'pas d'armature comprimée

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A' \neq \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right.$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$

$A_t = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{1324,32 * 10^2}{348 * 10 * 0,975 * 18} = 2,17 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 * 60 * 18 * \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq A_{min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc :

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2,17 \text{ cm}^2$$

On prend :

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

- **En appui :**

ELU:

$$M_{uapp} = 679,52 \text{ daN.m}$$

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

$$M_{tab} = \sigma_{bc} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0,9h = 18 \text{ cm} \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$M_{tab} = 14,17 * 10 * 60 * 4 * \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 5441,28 \text{ daN.m}$$

$M_{uapp} < M_{tab} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 * h) \text{ cm}^2$.

- **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_{uapp}}{\sigma_{bc} * b_0 * d^2} = \frac{679,52 * 10^2}{14,17 * 10 * 10 * 18^2} = 0,148 \quad \mu < \mu_1 = 0.186$$

$$A'u=0 \quad (\text{n'pas d'armature comprimée})$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A' \neq \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,201$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,920$$

$$A_t = \frac{M_{uapp}}{\sigma_s * \beta d} = \frac{679,52 * 10^2}{348 * 10 * 0,920 * 18} = 1,18 \text{ cm}^2$$

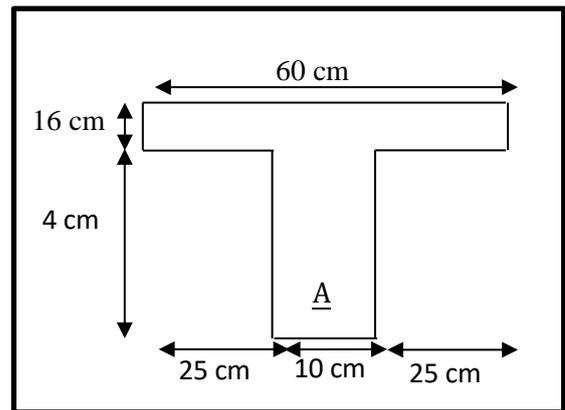


Fig (III-5): Schéma de calcul en appui

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \mathbf{C. V}$$

$$\text{Donc : } A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{T}10$$

➤ Terrasse inaccessible :

L'effort tranchant max est : $T_{\max} = 1403,68 \text{ daN}$

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne, c'est-à-dire :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1403,68}{10 \times 18} \Rightarrow \tau_u = 7,80 \text{ bar} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) = \min(3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,78 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; S_l^{\min}\right] \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq \min[5,71; 10; 12] \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 5,71 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\text{T}6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacement des armatures transversales :

Soit S_t : l'espacement entre les armatures transversale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{f_e A_t}{b_0 S_{t2}} \geq 0,4 \text{ MPa} \\ \frac{A_t}{b_0 S_{t3}} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}K)}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_{t2} \geq \frac{f_e A_t}{0,4 b_0} \\ S_{t3} \geq \frac{0,9 f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} K)} \end{array} \right.$$

$$S_{t1} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq 57 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 118,96 \text{ cm}$$

On a: $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Etage courant:**

a. Les armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

↳ ELU :

$$M_{u \text{ travée}} = 14,0442 \text{ KN.m}$$

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

Soit M_{tab} : moment fléchissant équilibré par la table de compression d'où :

$$M_{\text{tab}} = \sigma_{bc} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{\text{tab}} = 14,17 * 60 * 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54,41 \text{ KN.m}$$

$M_{u \text{ travée}} < M_{\text{tab}} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b * h)\text{cm}^2$.

• **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{14,044 \times 10^3}{14,17 * 60 * 18^2} = 0,050$$

$$\mu < \mu_1 = 0,186 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A' \neq \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1404,42}{348 * 0,975 * 18} = 2,30 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 60 * 18 * \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{C. V}$$

Donc

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,30 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{T}10$

➤ **En appui :**

↳ ELU :

$$M_{uapp} = 7,21 \text{ kN.m}$$

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

Soit M_{tab} : moment fléchissant équilibré par la table de compression d'où :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,17 * 60 * 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54,41 \text{ KN.m}$$

$M_{uapp} < M_{tab} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \text{ cm}^2$.

- **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_{uapp}}{\sigma_{bc} * b_0 * d^2} = \frac{7,21 * 10^3}{14,17 * 10 * 18^2} = 0,157$$

$$\mu < \mu_1 = 0,186 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A' \neq \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,215$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,914$$

$$A_t = \frac{M_{uapp}}{\sigma_s \cdot \beta * d} = \frac{720,62}{348 * 0,914 * 18} = 1,26 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b_0 * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 10 * 18 * \frac{2,1}{400} = 0,22$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\text{Donc : } A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10$$

↳ **ELS :**

Lorsqu'on a la fissuration peu préjudiciable donc les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

a. Les armatures transversales :

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

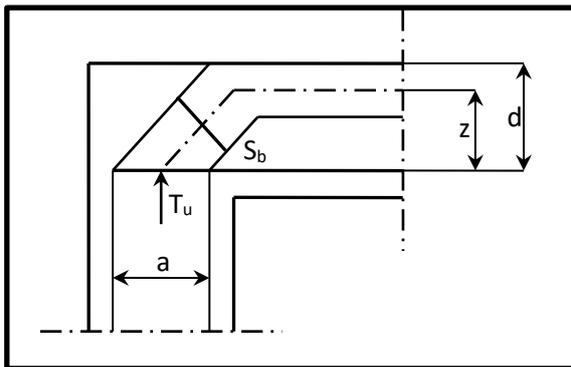


Fig (III-6) : L'influence de l'effort tranchant sur un appui de rive

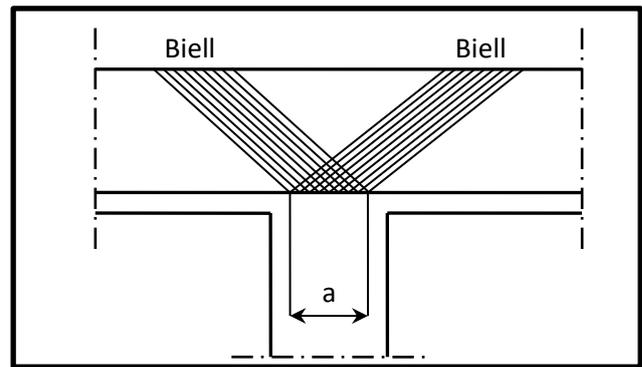


Fig (III-7) : L'influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire

➤ **Etage courant :**

L'effort tranchant max est : $T_{\max} = 14,886 \text{ KN}$

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne, c'est-à-dire :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 * d}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 * d} = \frac{148,86}{10 * 18} \Rightarrow \tau_u = 0,83 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) = \min(3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,83 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; S_1^{\min}\right] \text{ mm} \Rightarrow S_t \leq \min[5,71; 10; 12] \text{ mm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 5,71 \text{ mm}$$

On prend : $S_t \leq 6 \text{ mm}$ Avec une nuance d'acier FeE215.

$$A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

• **Calcul d'espacement des armatures transversales :**

Soit S_t : l'espacement entre les armatures transversale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{f_e A_t}{b_0 S_{t2}} \geq 0,4 \text{ MPa} \\ \frac{A_t}{b_0 S_{t3}} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}K)}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_{t2} \geq \frac{f_e A_t}{0,4 b_0} \\ S_{t3} \geq \frac{0,9 f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} K)} \end{array} \right.$$

On a: $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

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

➤ Appui de rive : [1]

Pour vérifier l'influence de l'effort tranchant il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \\ \frac{T_u \gamma_s}{f_e} = \frac{140,37 * 1,15}{400} = 0,40 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$$

\Rightarrow Les armatures longitudinales de section A_s peuvent résister à l'effort de traction provoqué par l'effort tranchant \rightarrow Elles doivent ancrer au-delà du bord de l'appui.

➤ Appui intermédiaire : [1]

➔ **Vérification si les armatures inférieures sont soumises à l'effort de traction :**

$$M_{u \max} \geq 0,9d T_u$$

$$M_{u \max} = 6,795 \text{ KN.m}$$

$$0,9dT_u = 0,9 * 0,18 * 14,03 = 2,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max} > 0,9dT_u$$

❖ **Calcul de la flèche :**

1. - Condition de Vérification :

D'après les règles **RPA99V2003**, 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{t\text{service}}}{M_{a\text{service}}} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

2. - Vérification des conditions :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{297} = 0,067 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{297} = 0,067 > \frac{1}{10} \times \frac{963,87}{668,80} = 0,144 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{A}{b_0 * d} = \frac{2,36}{10 * 18} = 0,014 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

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

- ✚ La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante ; on calcul :
- ✚ La flèche instantanée f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons ;
- ✚ La flèche instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} due à l'ensemble des charges permanentes ;
- ✚ La flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.
- ✚ La part de la flèche totale à comparer aux valeurs admissibles :

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

3. - Charge à prendre en compte :

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} g = 5,01 \text{ KN/m}^2 \\ P = 5,01 + 1 = 6,01 \text{ KN/m}^2 \\ J = 5,01 - 1 = 4,01 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m nous avons } \left\{ \begin{array}{l} G = 5,01 \times 0,600 = 3,006 \text{ KN/m} \\ P = 6,01 \times 0,600 = 3,606 \text{ KN/m} \\ J = 4,01 \times 0,600 = 2,406 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

4. - Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,750 \frac{gL^2}{8} = 0,750 \frac{3,006 * 2,97^2}{8} = 2,49 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,750 \frac{PL^2}{8} = 0,750 \frac{3,606 * 2,97^2}{8} = 2,98 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,750 \frac{JL^2}{8} = 0,750 \frac{2,406 * 2,97^2}{8} = 1,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

↳ Module du module de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 * \sqrt[3]{25} = 32164,190 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818,860 \text{ MPa}$$

↳ Calcul du moment d'inertie :

$$V_1 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{60 * 4 * 2 + 10 * 16 * 12 + 15 * 2,36 * 18}{60 * 4 + 10 * 16 + 15 * 2,36}$$

$$V_1 = 6,98 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 6,98 = 13,02 \text{ cm}$$

$$I_0 = I_b + I_a$$

$$I_b = I_1 + I_2 + I_3$$

$$I_1 = \frac{60 * (6,98)^3}{3} = 6801,37 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{(60 - 10) * (6,98 - 4)^3}{3} = 441,06 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{10 * (13,02)^3}{3} = 7357,19 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 15 * 2,36 * (13,02 - 2)^2 = 4298,99 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = I_b + I_a = 6801,37 + 441,06 + 7357,19 + 4298,99 = 18898,61 \text{ cm}^4$$

↳ Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

➤ Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 * d} = \frac{2,36}{10 * 18} = 0,013$$

D'après le **BAEL91 [1]**:

$$\rho_1 = \rho * 100 = 1,05 \Rightarrow \beta_1 = 0,8459$$

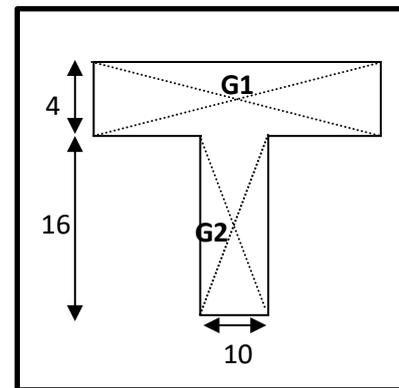


Fig (III-8) : Centre de gravité de chaque section

$$\lambda_i = \frac{0,050 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,050 * 2,100}{(2 + 3 * \frac{10}{60}) 0,013} = 3,23$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,292$$

$$\begin{cases} \sigma_{Sg} = \frac{M_g}{A \beta_1 d} = \frac{2490}{2,36 * 0,8459 * 18} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 69,29 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sp} = \frac{M_p}{A \beta_1 d} = \frac{2980}{2,36 * 0,8459 * 18} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 82,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sj} = \frac{M_j}{A \beta_1 d} = \frac{1980}{2,36 * 0,8459 * 18} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 55,10 \text{ MPa} \end{cases}$$

5. - Calcul de: μ_g ; μ_p ; μ_j :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1,750 * f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,750 * 2,100}{4 * 0,013 * 69,29 + 2,100} \Rightarrow \mu_g = 0,356 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,750 * f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,750 * 2,100}{4 * 0,013 * 82,93 + 2,100} \Rightarrow \mu_p = 0,427 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,750 * f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,750 * 2,100}{4 * 0,013 * 55,10 + 2,100} \Rightarrow \mu_j = 0,259 \end{cases}$$

6. - Calcul les inerties : I_{fgv} ; I_{fgi} ; I_{fpi}

$$\begin{cases} I_{fgv} = \frac{1,100 I_0}{(1 + \lambda_v \mu_g)} \Rightarrow I_{fgv} = 14239,147 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,100 I_0}{(1 + \lambda_i \mu_g)} \Rightarrow I_{fgi} = 9669,596 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,100 I_0}{(1 + \lambda_i \mu_p)} \Rightarrow I_{fpi} = 8737,552 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,100 I_0}{(1 + \lambda_i \mu_j)} \Rightarrow I_{fji} = 11319,183 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

- Calcul de flèche totale " Δf_t ":

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_v I_{fgv}} = 0,063 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fgi}} = 0,071 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{fpi}} = 0,093 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{fji}} = 0,048 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,063 - 0,048) + (0,093 - 0,071) = 0,037 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,037 \text{ cm}$$

7. Vérification:

$$L = 306 \text{ cm} < 500 \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{297}{500} = 0,594 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0,037 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,594 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$

Etude de la table de compression :

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées treillis dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm (5ps.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- ✓ 33cm (3ps.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ La section d'armature perpendiculaire aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 60}{500} = 0,48 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1,4 \text{ cm}^2 > 0,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre $\phi 6$

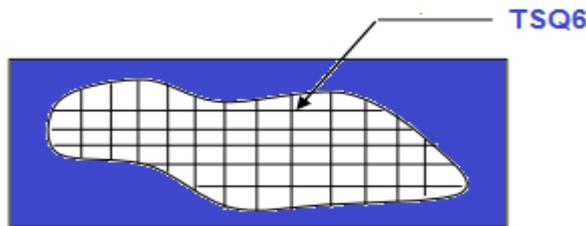


Fig (III-9) : Schéma de ferrillage

III.4) Etude du dalle plein

- **Méthode de calcul :**

La méthode de calcul dépend de la valeur $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\alpha < 0.4$; les dalles portent dans un seul sens (**Fig VI-1.a**).
- Pour $0.4 \leq \alpha \leq 1$; les dalles portent selon deux directions (**Fig VI-1.b**).

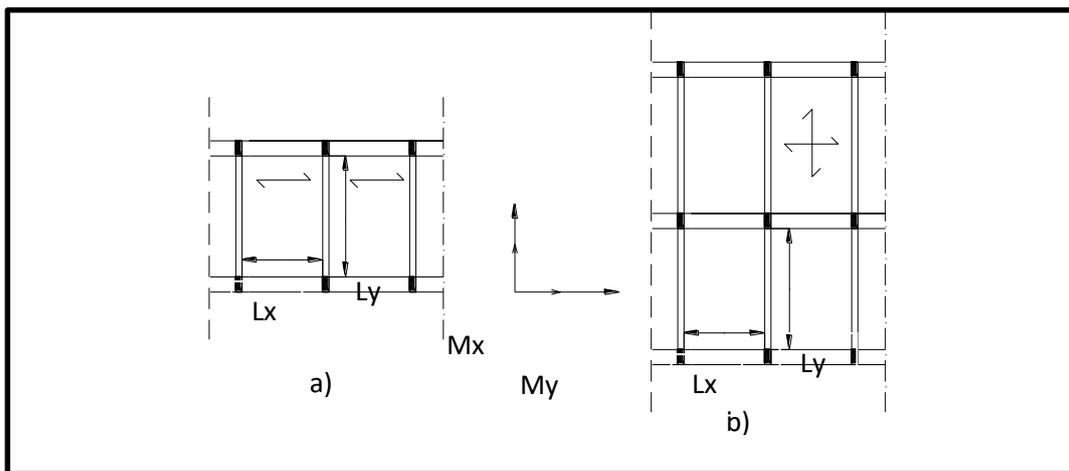


Fig (III-10) : Types de la dalle pleine

- Détermination le sens de la dalle :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,10}{5,70} \Rightarrow \alpha = 0,54 > 0,4$$

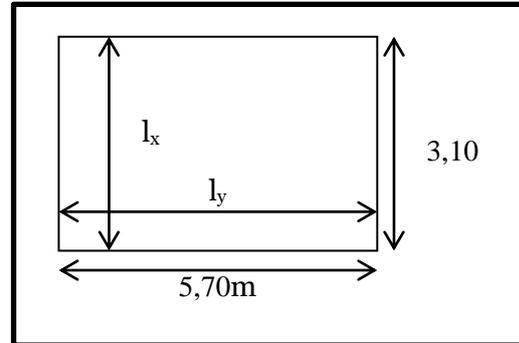


Fig (III-11): Dimensions de la dalle

Remarque :

La dalle est portée sur deux directions, la fissuration de la dalle considérée comme des fissurations très préjudiciables.

ELU :

$$q_u = (1.35g + 1.5q) \times 1 = 13,77 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (g + q) \times 1 = 9,92 \text{ kN/ml}$$

2.2. Calcul des moments fléchissant :

ELU: $v = 0$

$$\alpha = 0,54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0922 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

Tableau (III-15) : Calcul des sollicitations à l'ELU

	Sens X		Sens-Y
Moment (kN.m)	$M_x = \mu_x L_x^2 q_u = 12,20$		$M_y = \mu_y M_x = 3,05$
	En travée	$M_x^t = 0,75 M_x = 9,15$	$M_y^t = 0,75 M_y = 2,29$

	En appuis	Rive	$M_x^a = -0,4M_x = -4,88$	$M_y^a = -0,4M_y = -1,22$
		Autre	$M_x^a = -0,5M_x = -6,10$	$M_y^a = -0,5M_y = -1,53$

■ **ELS :** $\nu = 0.2$

$$\alpha = 0,54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0961 \\ \mu_y = 0,3949 \end{cases}$$

Tableau (III-16) : Calcul des sollicitations à l'ELS

		Sens X		Sens Y
Moment (kN.m)			$M_x = \mu_x L_x^2 q_s = 9,15$	$M_y = \mu_y M_x = 3,61$
	En travée	$M_x^t = 0,75M_x = 6,86$		$M_y^t = 0,75M_y = 2,71$
	En appuis	Rive	$M_x^a = -0,4M_x = -3,66$	$M_y^a = -0,4M_y = -1,44$
		Autre	$M_x^a = -0,5M_x = -4,58$	$M_y^a = -0,5M_y = -1,81$

Armatures longitudinales :

Sens x :

a. En travée :

1)ELUR

$$M_t^U = 9,15 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t^U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{915 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 14.17 \times 10} = 0,0199$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.186 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec :

$$\text{et } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0199)}\right) \quad \alpha = 0,025$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \quad z = 18(1 - 0,4 \times 0,025) \quad z = 17,82 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s z} \quad A = \frac{915 \times 10^2}{348 \times 17,82 \times 10} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 18 = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix } A = 6\text{HA}12 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau (III-17) : Section de ferrailage

	Sens X		Sens-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (KN. m)	9,15	6,10	2,29	1,53
M	0,0199	0,013	0,005	0,0033
A	0,025	0,016	0,0063	0,0041
B	0,990	0,993	0,997	0,998
A_u (cm ²)	1,48	0,98	0,37	0,24
A_{\min} (cm ²)	2,17	2,17	2,17	2,17
Le choix	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A_s (cm ²)	6,79	6,79	6,79	6,79
St(cm)	15	15	15	15

Vérification de la condition de cisaillement :Sens x :

$$q_u = 13,77 \text{ kN/ml}$$

$$T_U = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{13,77 \times 3,10}{2} = 21,34 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_U^x &= \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{213,4}{100 \times 18} = 0,119 \text{ Mpa} \\ \tau_{\text{lim}} &= 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \tau_u^x < \tau_{\text{lim}} \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Sens-y :

$$q_u = 13,77 \text{ kN/ml}$$

$$T_U = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{13,77 \times 5,70}{2} = 39,24 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_U^y &= \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{39,24}{100 \times 18} = 0,218 \text{ Mpa} \\ \tau_{\text{lim}} &= 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \tau_u^y < \tau_{\text{lim}} \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

a. Vérification à l'ELS :

Fissuration préjudiciable On doit vérifier : $\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &\leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s &\leq \overline{\sigma}_s \end{aligned} \right.$

La distance du centre de gravité « y » de la section homogène à la fibre la plus comprimée est déterminée par l'équation du second degré suivante :

$$by^2/2 + 15As(d - y) = 0$$

Tableau (III-18) : vérification des contraintes

	Sens X		Sens-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M _{ser} (kN. m)	6,86	4,58	2,71	1,81
y(cm)	5,12	5,12	5,12	5,12
I(cm ⁴)	21370,27	21370,27	21370,27	21370,27
K($\frac{kN}{cm^3}$)	0,032	0,021	0,013	0,008
σ _{bc} (Mpa)	1,64	1,08	0,67	0,04
σ _s (Mpa)	62,02	41,41	24,50	16,36

$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	15	15	15	15
$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
Condition	C.V	C.V	C.V	C.V

Vérification de flèche:

On doit vérifier les Conditions suivantes :

$$\frac{h}{l_x} \geq \left\{ \frac{1}{16} \right\} \Rightarrow 0.065 \geq 0,063 \dots \dots \text{C V}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \left\{ \frac{Mt}{10 * M_x} \right\} \Rightarrow 0.065 \leq 0,075 \dots \dots \text{C NV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00377 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \dots \text{C. V}$$

⇒ La 2^{eme} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

✚ Evaluation de la flèche : [1]

La flèche sera calculée par la méthode de « l'inertie fissurée »

On doit vérifier si :

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

Avec :

$(f_{gv} - f_{ji})$: La flèche due aux charges permanentes.

$(f_{pi} - f_{gi})$: La flèche due aux surcharges d'exploitation.

Avec

$$\Delta f_{tmax} = 0.5 + \frac{l}{1000} \quad \text{Car } (l = 5,70 < 5 \text{ m})$$

• **Calcul des charges:**

Soit :

$$\begin{cases} P = G + Q \\ g = G \\ J = G - 0,75 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P = 7.42 + 2.5 = 9.92\text{KN/m}^2 \\ g = G = 7.42\text{KN/m}^2 \\ J = G - 0,75 = 6,67\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Remarque :

Les moments fléchissant sont calculés pour une bande de 1m de largeur.

$$\begin{cases} M_g = 0.75 \mu_g l_x^2 \Rightarrow M_g = 53,48 \text{ KN.m} \\ M_j = 0.75 \mu_j l_x^2 \Rightarrow M_j = 48,07 \text{ KN.m} \\ M_p = 0.75 \mu_p l_x^2 \Rightarrow M_p = 71,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul ρ ; ρ_1 :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6,79}{100 \times 18} \Rightarrow \rho = 0,00377$$

$$\rho_1 = 100\rho = 0,377$$

➤ **Calcul des contraintes d'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M}{A z} \quad \text{avec} \quad z = d - \frac{y}{3} = 18 - \frac{5,12}{3} = 16,29 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \sigma_s^g = \frac{M_g}{A z} \Rightarrow \sigma_s^g = 483,34 \text{ MPa} \\ \sigma_s^j = \frac{M_j}{A z} \Rightarrow \sigma_s^j = 434,59 \text{ MPa} \\ \sigma_s^p = \frac{M_p}{A z} \Rightarrow \sigma_s^p = 642,35 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Calcul des coefficients μ_g et μ_p , λ_i et λ_v :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\begin{cases} \mu_g = 0,61 > 0 \Rightarrow \mu_g = 0,61 \\ \mu_j = 0,58 > 0 \Rightarrow \mu_j = 0,58 \\ \mu_p = 0,69 > 0 \Rightarrow \mu_p = 0,69 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} \Rightarrow \lambda_i = 5,57 \\ \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2,23 \end{cases}$$

➤ **Calcul de moment d'inertie I_0 :**

$$V_1 = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{(b \times h) + (15 \times A)} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} - 15 \times 6,79 \times 18}{(100 \times 20) + (15 \times 6,79)} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9,61 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 72568,64 \text{ cm}^4$$

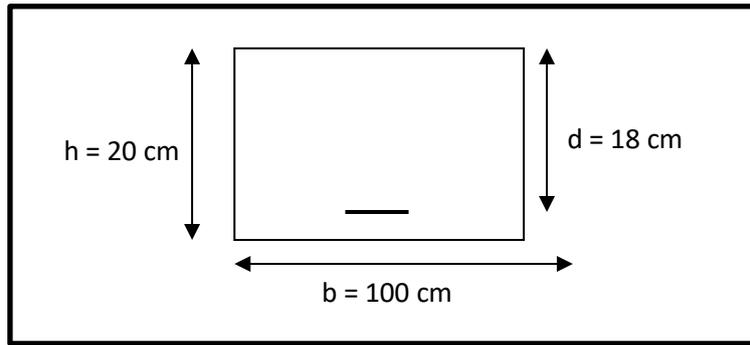


Fig (III-12): Dimensions de la section homogène pleine

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs : I_f**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu_g} & \Rightarrow I_{f_{gi}} = 18151,65 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu_g} & \Rightarrow I_{f_{gv}} = 33820,07 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_j\mu_p} & \Rightarrow I_{f_{pi}} = 16481,64 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_j\mu_j} & \Rightarrow I_{f_{ji}} = 18868,60 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

• **Calcul des flèches pastilles:**

Soit:

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{f_{gv}}} & \Rightarrow f_{gv} = 1,40 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{f_{gi}}} & \Rightarrow f_{gi} = 0,88 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{f_{pi}}} & \Rightarrow f_{pi} = 1,29 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10E_i I_{f_{ji}}} & \Rightarrow f_{ji} = 0,76 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul de la flèche totale :**

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

$$\Delta f_t = (1,40 - 0,76) + (1,29 - 0,88) \Rightarrow \Delta f_t = 1,05 \text{ cm}$$

• **Calcul de la flèche admissible :**

$$\Delta f_{tmax} = 0,5 + \frac{570}{1000} \Rightarrow \Delta f_{tmax} = 1,07 \text{ cm}$$

• **La comparaison :**

$$\Delta f_t = 1,05 \text{ cm} < \Delta f_{tmax} = 1,07 \text{ cm}$$

⇒ La vérification de la flèche totale est satisfaisante.

III.5) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrailé les planchers à corps-creux et dalle plein. Nous présentons dans le 4ème chapitre l'étude et le ferrailage des éléments non structuraux (escaliers, acrotère... etc.).

Chapitre IV

Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

IV.1) Balcon

1) Etude de balcon :

Le balcon est calculée comme une console encastrée dans la poutre, on adopte une épaisseur de $h=20$ cm. Le calcul se fera pour une bande de 1,00 ml.

Le balcon calculé comme une console sollicitation par g et q et p tel que :

G : Charge permanente (balcon)

Q : surcharge d'exploitation

p : charge concentrée du mur béton armée.

D'après la descente de charge on a :

$$G = 829 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 276 \times 1,50 = 414 \text{ kg/ml}$$

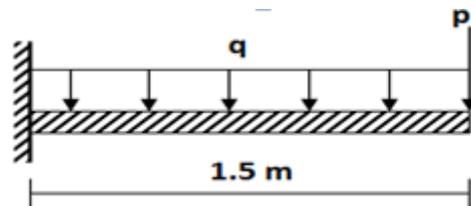


Fig (VI-1) : Schéma statique de balcon (type1)

Les combinaisons d'action :

• ELU :

$$q_u = 1,35 + 1,5Q \quad \Rightarrow \quad q_u = (1,35 \times 8,29) + (1,5 \times 3,50) = 16,44 \text{ kN/ml}$$

$$p_u = 1,35P \quad \Rightarrow \quad p_u = (1,35 \times 4,14) = 5,59 \text{ kN/ml}$$

• ELS:

$$q_s = G + Q \quad \Rightarrow \quad q_s = 8,29 + 3,50 = 11,79 \text{ kN/ml}$$

$$p_s = P \quad \Rightarrow \quad p_s = 4,14 \text{ kN/ml}$$

Détermination des sollicitations :

Dans notre structure, on a deux types de balcon, on prend un seul type comme exemple de calcul au niveau d'étage courant.

ELU :

$$M(x) = -p_u x - q_u \frac{x^2}{2} = -5,59x - 16,44 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = (-5,59 \times 1,5) - \left(16,44 \times \frac{1,5^2}{2}\right) = -26,88 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{U_{\max}} = 26,88 \text{ kN.m}$$

$$T(x) = p_u + q_u x$$

$$\begin{cases} T(x) = 5,59 \\ T(1,5) = 5,59 + 16,44 \times 1,5 = 30,25 \text{ kN} \end{cases}$$

ELS:

$$M(x) = p_s x q_s \frac{x^2}{2} = 4,14 - 11,79 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = (-5,59 \times 1,5) - \left(11,79 \times \frac{(1,5)^2}{2} \right) = -19,47 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_s. \text{ max} = 19,47 \text{ kN.m}$$

	ELU		ELS	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M(kN.m)	20,16	10,75	14,60	7,79
T (kN)	30,25		/	

Détermination du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b=1,00\text{m} ; h=0,20 \text{ m} ; d= 0,9 \times h = 0,18\text{m} ; \sigma_{sc}=348\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14.17\text{MPa} ; f_{c28}=25 \text{ MPa}$$

ELU :

$$M_{\text{umax}} = 26,16 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ut}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{20,16 \times 10^4}{14,17 \times 100 \times (18)^2 \times 10} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_l = 0,186 \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = 18 * (1 - (0,4 \times 0,056)) = 17,61 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{20,16 \times 10^4}{348 \times 17,61 \times 10} = 3,29 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA12 de section 4,52 cm²/ml → St = 25 cm

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{302.5}{100 \times 18} = 0.168 \text{ MPa}$$

Pour de la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{10}; 4 \right) \text{ MPa} = \min(2.5; 4) \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 0 \quad 50y^2 + 67.80y - 1220.4 = 0 \Rightarrow y = 4.30 \text{ cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 15375.62 \text{ cm}^4$$

$$I = 15375.62 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{14.60 \times 10^3}{15375.62} \times 4.30 = 4.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{7.79 \times 10^3}{15375.62} \times 4.30 = 2.18 \text{ MPa}$$

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

On à : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ condition vérifier

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{14.6 \times 10^3 \times (18 - 4.3)}{15375.62} = 195.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7.79 \times 10^3 \times (18 - 4.3)}{15375.62} = 104.12 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$ Fissuration préjudiciable, avec : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

On à : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Leftrightarrow$ condition vérifier

Armatures de répartition :

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

Choix : 4HA8 la section A=2,01cm² → St = 25 cm

Vérification de flèche :

On doit vérifier les Conditions suivantes :

$$\frac{h}{l_x} \geq \left\{ \frac{1}{16} \right\} \Rightarrow 0,133 \geq 0,063 \dots \dots \text{C V}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \left\{ \frac{M_t}{10 * M_x} \right\} \Rightarrow 0,133 \leq 0,075 \dots \dots \text{C V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 2,51 \times 10^{-3} \leq 11 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \dots \text{C V}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

IV.2) Les escalier :**Définition :**

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

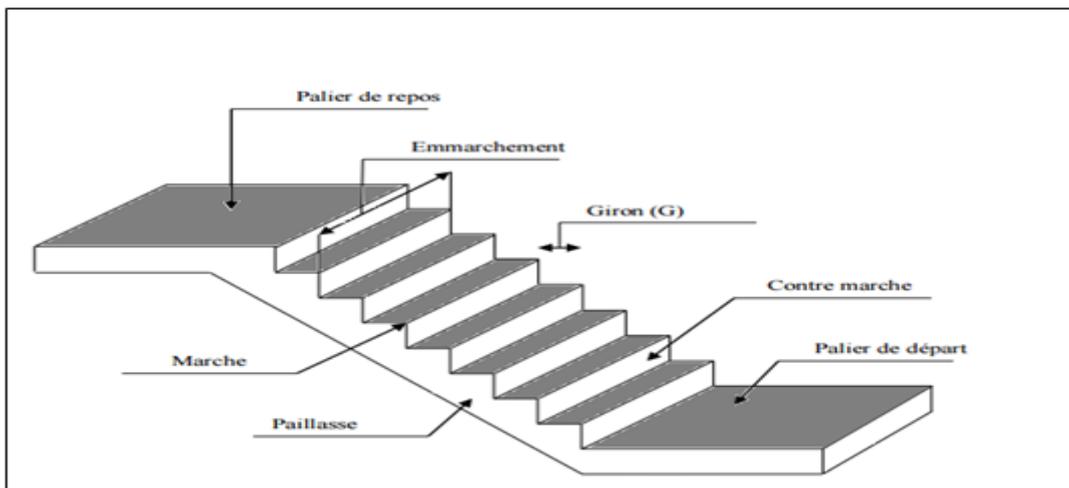
Les caractéristiques d'un escalier :

Fig (IV-2) : Schéma d'escalier

A/ le palier :

C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle : palier d'arrivée ou palier de départ.

B/ Les marches :

C'est la partie horizontale ou l'on marche.

C/ La contre marche :

C'est la partie verticale contre la marche.

D/ La paillasse :

C'est la dalle de la partie pleine inférieure du volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches.

E/ Emmarchement :

C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.

F/ Le giron ou la foulée :

C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier, elle est traceur ($\gamma = 50\text{cm}$) de l'extrémité de la marche, coté main courant.

G/ La poutre palière :

Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

H/ La volée :

On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.

I/ Le nez d'une marche :

Arrêt ou partie saillante de la marche.

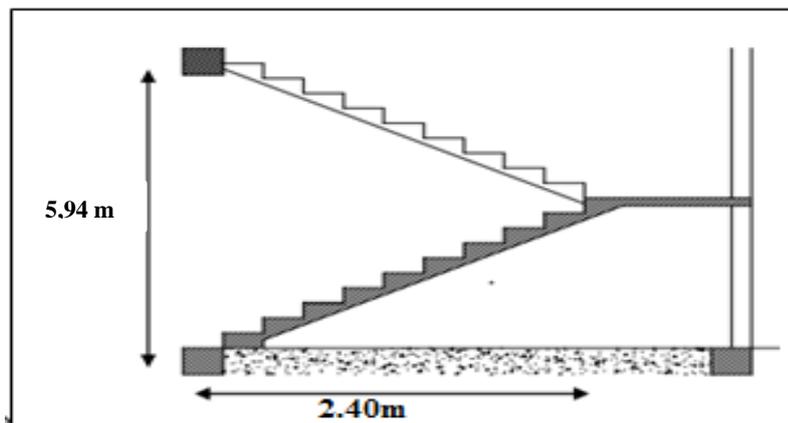


Fig (IV-3): Dessin en plan de l'escalier

Pré dimensionnement :**Escalier console :**

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise la formule empirique de (BLONDEL)

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

h : le plus courant varie de 14 et 18 cm

g : giron il varie de 22 à 33 cm

$n-1$: nombre des marches

n : nombre de contre marche

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$H_v = n \times h$$

$$L = (n-1)g$$

La hauteur de la volée est égale donc à $H_v = H/2$

➤ **Pour étage courant**

Hauteur d'étage : $H = 2,97$ m

$$H_v = H/2 = 148,5$$
 m.

Finalement :

Le nombre des contremarches : $n = 9$

Le nombre des marches : $n-1 = 8$

Alors : $h = H_v / n \Rightarrow h = 148,5/9 = 16,5$ cm

$g = L / (n-1) \Rightarrow g = 240 / 9-1 \Rightarrow g = 30$ cm

On prend : $g = 30$ cm et $h = 17$ cm

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots\dots\dots C.V$$

Inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \text{ on prend } \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

La longueur de volée est :

$$L = 30 \times 8 = 240 \Rightarrow L = 2,40$$
 m

Calcul de l'épaisseur de la pailasse :

$$\begin{aligned} L_v/30 &\leq e_v \leq L_v/20 \\ L_v/30 \cos \alpha &\leq e_v \leq L_v /20 \cos \alpha \\ 240/30 \cos 30^\circ &\leq e_v \leq 240/20 \cos 30^\circ \\ 9,24 &\leq e_v \leq 13,86 \quad \text{On prend } e_v = 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calcul de l'épaisseur de palier :

$$\begin{aligned} \frac{L}{30} &\leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \text{Pour } L=2,50 \text{ m} \\ 8,33 &\leq e_p \leq 12 \\ \text{On prend } e_p &= 12 \text{ cm} \\ \text{On prend :} & \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Epaisseur de pailasse} = 12 \text{ cm.} \\ \text{Epaisseur du palier} = 12 \text{ cm} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Calcul de h_{moy} :

$$\begin{aligned} h_{moy} &= \frac{a_1 + a_2}{2} \\ a_1 &= \frac{e_p}{\cos 30^\circ} \Rightarrow a_1 = \frac{12}{\cos 30^\circ} = 13,86 \text{ cm.} \\ a_2 &= h + a_1 \Rightarrow 17 + 13,86 = 30,86 \text{ cm} \\ h_{moy} &= \frac{13,86 + 30,86}{2} \Rightarrow h_{moy} = 22,36 \text{ cm} \end{aligned}$$

Descente de charge :

a. volée :

Charge permanente G_v :

Tableau (IV-1) : descente de charge (volée)

Désignation	e (m)	Densité daN/m ³	Poids daN/m ³
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	2000	40
Mortier de ciment horizontal	0,02	2000	40
Revêtement en carrelage vertical e x 20 x h/g	0,02	2000	22,67
Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	0,12	2500	346,41
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	2200	187
Mortier de ciment vertical	0,02	2000	22,67
Garde- corps	/	/	10
Enduit en plâtre e /cos α	0,01	1000	11,55
Totale			680,3

Surcharge d'exploitation Q_v :

$Q_v = 250 \text{ kg/m}^2$

a. palier

Charge permanente G_p :

Désignation	Ep(m)	Densité (daN/m ³)	Poids (daN/m ³)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	2000	40
Mortier de ciment horizontal	0,02	2000	40
Dalle du palier	0,12	2500	300
Enduit en plâtre	0,01	1000	10
Totale			390

Surcharge d'exploitation Q_p :

$Q_p = 250 \text{ kg/m}^2$

Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_1 = (1.35G_v + 1.5Q_v) \Rightarrow q_1 = ((1,35 + 680,3) + (1,5 \times 250)) \times 1$$

$$\Rightarrow q_1 = 1293,41 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = (1.35G_p + 1.5Q_p) \Rightarrow q_2 = ((1,35 \times 390) + (1,5 \times 250)) \times 1$$

$$\Rightarrow q_2 = 901,5 \text{ kg/ml}$$

ELS :

$$q_1 = G_v + Q_v \Rightarrow q_1 = 680,3 + 250 \Rightarrow q_1 = 930,3 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = G_p + Q_p \Rightarrow q_2 = 390 + 250 \Rightarrow q_2 = 640 \text{ kg/ml}$$

NIVEAU	G (kg/m ²)	Q (kg/m ²)	Combinaison fondamentale	
			ELU	ELS
Volée	680,3	250	1293,41	699
Palier	390	250	901,5	640

ELU :

Réactions des appuis :

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = [q_2 \times 1,3^2/2 + q_1 \times 2,4(1,3+1,2)]/3,7$$

$$\Rightarrow R_A = 2257,06 \text{ daN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = [q_1 \times 2,4^2/2 + q_2 \times 1,3(2,4+0,65)]/3,7$$

$$\Rightarrow R_B = 1755,83 \text{ daN}$$

Vérification :

$$\sum FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B - [q_2 \times 1,3 + q_1 \times 2,4] = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = [q_1 \times 1,3 + q_2 \times 2,4]$$

$$\Rightarrow 2257,06 + 1755,83 = [699 \times 1,3 + 1293,41 \times 2,4]$$

$$\Rightarrow 4012,89 \text{ daN} = 4012,89 \text{ daN}$$

Tableau (IV-2) : Les efforts et moments en ELU

point	Réaction (daN)	T _{max} (daN)	M _{0 max}	Moment sur appuis (M _a =0,4M ₀)	Moment en travée (M _t =0,75M ₀)
A	1755,83	1548	1969,32	787,73	1476,99
B	2257,06				

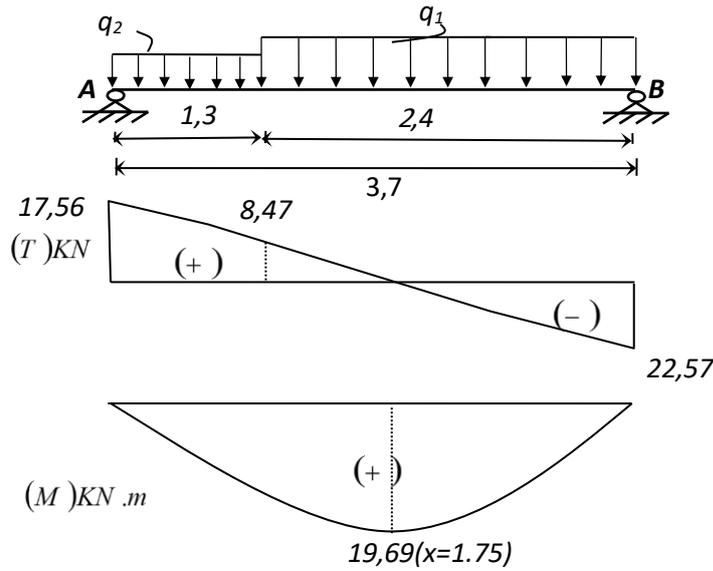


Fig (IV-4): Diagrammes des sollicitations ELU

Tableau (IV-3) : Les efforts et moments en ELS

Point	Réaction (daN)	M_0 max (daN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0,4M_0$)	Moment en travée ($M_t=0,75M_0$)
A	1249,22	1209,94	483,97	907,46
B	1620,50			

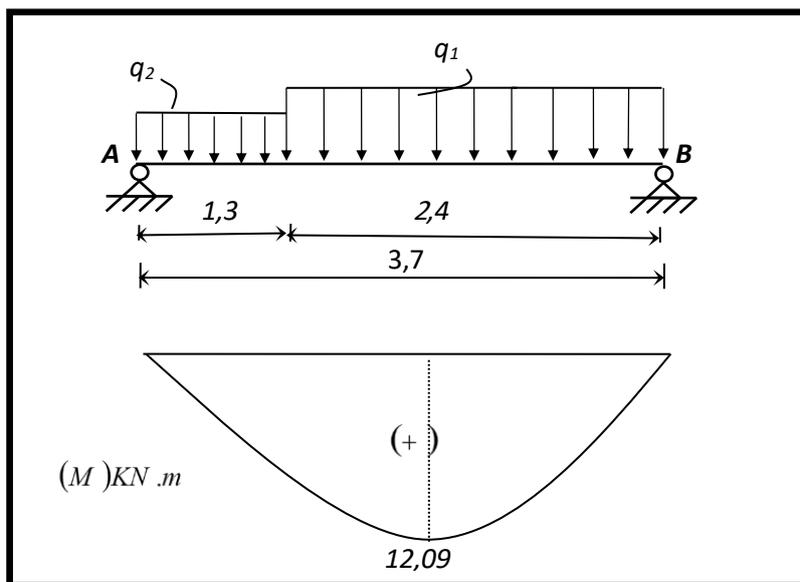


Fig (IV-5): Diagrammes des sollicitations ELS

Calcul de ferrailage :**a. ELU section de calcul (100*12)****a.1 En travée :**

$$\mu = \frac{1476,99 \cdot 10}{100 \cdot (10)^2 \cdot 14,17} = 0,010 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

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

$$A = \frac{M_{t \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1476,99 \cdot 10}{0,995 \cdot 10 \cdot 348} = 4,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\max} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 4,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T12=5,65 cm²/ml St = 20 cm

Armatures de répartition : $A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Ar : 3T12 → Ar = 3,93 cm²/ml St = 33 cm

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{787,73 \cdot 10}{100 \cdot (10)^2 \cdot 14,17} = 0,056 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\alpha = 0,072 \quad \beta = 0,971$$

$$A = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\max} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 3T12=3,39 cm²/ml St = 33 cm

Ar : 2T10 → Ar = 1,57 cm²/ml

Tableau (IV.4) Ferrailage de l'escalier

	M_u (daN.m)	A_{max} (cm²)	A_u (cm²)	Le choix
En travée	1476,99	4,26	5,65	5T12
En appui	787,73	2,33	3,39	3T12

Vérification des contraintes :

Béton :

Tableau (IV.5) Vérification le contrainte de béton dans l'escalier

	M_{ser} (daN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition
En travée	907,46	5001,03	3,36	6,09	15	Condition vérifié
En appui	483,97	3365,76	2,72	3,91	15	

Acier :

Tableau (IV.6) Vérification le contrainte d'acier dans l'escalier

	M_{ser} (daN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
En travée	907,46	5001,03	3,36	180,73	201,63	Condition vérifié
En appui	483,97	3365,76	2,72	157,02	201,63	

- vérification les efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \Rightarrow \tau_u = \frac{2257,06}{100 \cdot 10} = 2,26 \text{ bar}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,226 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Palier :

ELU :

$$P = G_{mur} \times 1,43$$

$$P = 2,49 \times 1,43 \Rightarrow P = 3,70 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,35 \times 3,70 \Rightarrow P_u = 4,99 \text{ kN}$$

$$q_u = 1,35 G_p + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (3,90) + 1,5(2,50)$$

$$q_u = 9,02 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = G_p + Q$$

$$q_s = 3,90 + 2,50 \Rightarrow q_s = 6,40 \text{ kN}$$

$$P_s = 3,70 \text{ KN}$$

Moment d'encastrement :

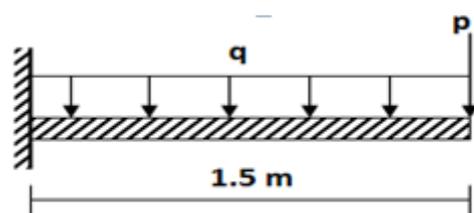


Fig (IV-5) : schéma statique du palier

ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + P_u \times 1,5 \quad \Rightarrow M_u = \frac{9,02 \times 1,5^2}{2} + 4,99 \times 1,5 = 17,63 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} + P_s \times 1,5 \quad \Rightarrow M_s = \frac{6,40 \times 1,5^2}{2} + 3,70 \times 1,5 = 12,75 \text{ kN.m}$$

Ferrailage :

La section sollicitation est $(100 \times 12) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{17,63 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 10^2} = 0,124$$

$$\mu = 0,124 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,124)} \right)$$

$$\alpha = 0,167$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,167) = 0,933$$

Determination des armatures:

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17,63 \times 10^3}{348 \times 0,933 \times 10} = 5,42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_U = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(5,42; 1,21) = 5,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5T12 \Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 20 \text{ cm}$$

Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{5,65}{4} \Rightarrow A_r = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix: } 4T8 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 25 \text{ cm}$$

• **vérification les efforts tranchants :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \Rightarrow \tau_u = \frac{18,52 \times 10}{100 * 10} = 0,185 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,185 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Étude de la poutre palière :

1. Dimensionnement :

Selon le **BAEL91**, le critère de rigidité est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \\ \rightarrow 16,67 \leq h \leq 25 \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,8 h_t \rightarrow 12 \leq b \leq 24 \end{cases}$$

Pour **RPA99 version 2003** [2] \Rightarrow on prend : $h_t = 30 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$

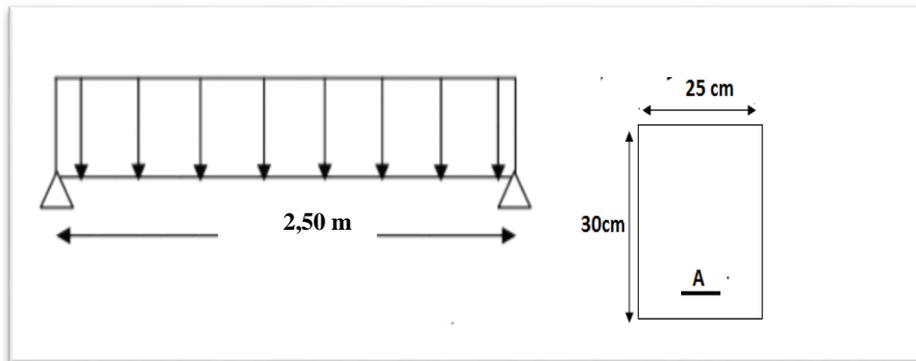


Fig (IV-6) : Schéma de la poutre palière

2. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) [2] :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} & 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 & \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Suivant RPA : $\min (h, b) > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$

Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre palier : $G_1 = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$
- Réaction : $G_2 = R_b / (L/2) = 18,06 \text{ kN/ml}$
- Revêtement : $G_3 = 1,5 \text{ kN/ml}$
- Poids de mur : $G_4 = 2,76 \times 1,485 = 4,10 \text{ kN/ml}$

Combinaison d'action :

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$$

$$G = 1,875 + 18,06 + 1,5 + 4,10 = 25,54 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/ml}$$

- à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 25,54) + (1,5 \times 2,5)$

$$\Rightarrow q_u = 38,23 \text{ kN/ml}$$

- à l'ELS : $q_s = G + Q = 25,54 + 2,5$

$$\Rightarrow q_s = 28,04 \text{ kN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

a. ELU :

$$M_o = \frac{q_u}{8} * l^2 \quad \Rightarrow M_o = 29,87 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_o \quad \Rightarrow M_t = 22,40 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,4 M_o \quad \Rightarrow M_a = 11,95 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = q_u * l/2 = (38,23 * 2,5) / 2 \quad \Rightarrow T_{\max} = 47,79 \text{ kN}$$

b. ELS:

$$M_o = \frac{q_s * l^2}{8} \quad \Rightarrow M_o = 21,91 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_o \quad \Rightarrow M_t = 16,43 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,4 M_o \quad \Rightarrow M_a = 8,76 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferrailage :

a. ELU :

a.1 En travée :

$$\mu = \frac{22,40 * 10^3}{25 * (27)^2 * 14,17} = 0,087 < \mu_{AB} = 0,186 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,114$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,955$$

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

$$A = \frac{M_t \max}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{22,40 * 10^3}{0,955 * 27 * 348} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\max} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Choix : 4T12} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{11,95 \cdot 10^3}{25 \cdot (27)^2 \cdot 14,17} = 0,046 < \mu_{AB} = 0,186 \quad (\text{Acier FeE400}) \text{ Donc } (A') \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,059$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

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

$$A = \frac{M_t \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,95 \cdot 10^3}{0,976 \cdot 27 \cdot 348} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{max} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,30 \text{ cm}^2$$

Choix : **4T8** = 2,01 cm²/ml **St = 25 cm**

b. ELS :

Fissuration n peu nuisible Section rectangulaire Flexion simple FE400	}	Si $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$
--	---	--

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,36 \quad \alpha = 0,114 < 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,046 < 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = \frac{q_u}{2} \cdot l = 47,79 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

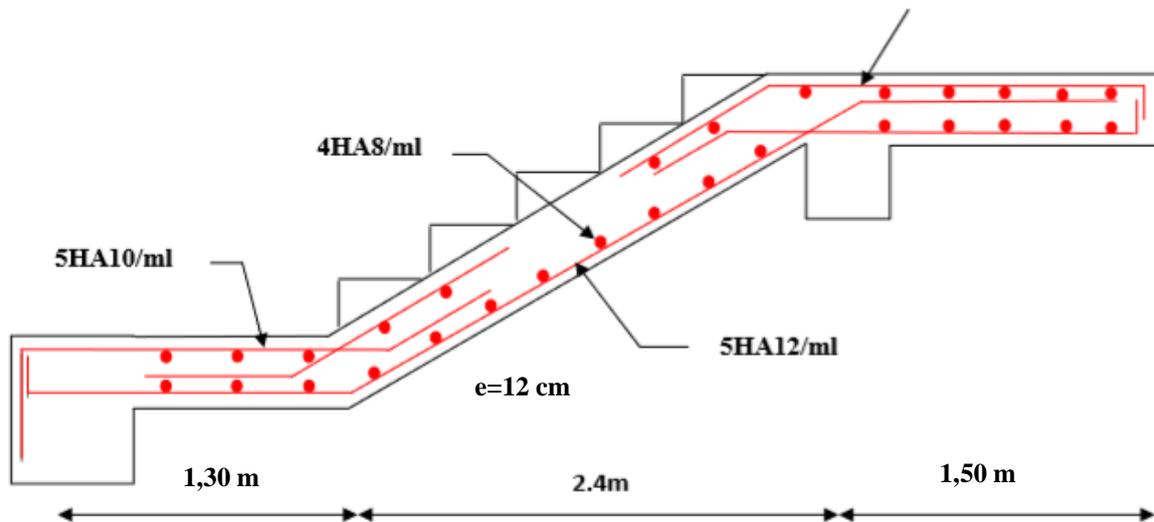


Fig (IV-7) : Ferrailage d'escalier

VI.3) Etude de l'acrotère :

1 Définition :

L'acrotère est un mur en béton armé, situé en bordure de toiture, sa forme est déterminée de manière à empêcher l'infiltration des eaux derrière la relève d'étanchéité.

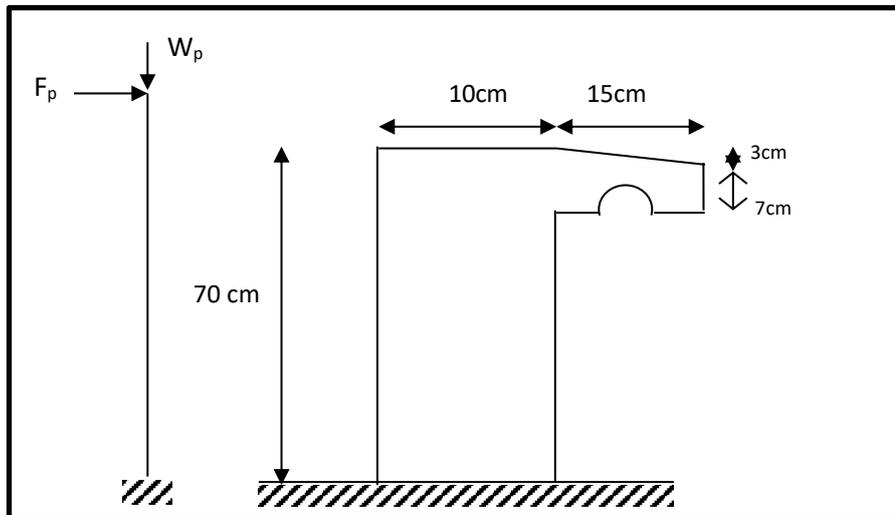


Fig (IV-8): Schéma statique et dimensions de l'acrotère

2 Détermination des sollicitations :

- **Le poids propre :** W_p

$$W_p = V * \rho = \left[(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,15) + \frac{0,03 * 0,15}{2} \right] * 1 * 25$$

$$W_p = 2,07 \text{ kN}$$

- **La force Horizontale :** F_p

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

$A = 0,20$ (Groupe d'usage2 ; (Zone IIa))

$C_p = 0,8$ (Pour un élément en console).

A.N: $F_p = 4 * A * C_p * W_p = 1,32 \text{ kN}$

➤ **Effort normal et moment fléchissant :**

Tableau (IV-7): Récapitulatif des sollicitations ultimes de l'acrotère

ELU		
La charge permanente ultime	$N_u=1,35W_p$	2,79 kN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u=1,5F_p$	1,98 kN
Moment d'encastrement	$M_u=hQ_u$	1,39 kN

Tableau (IV-8): Récapitulatif des sollicitations service de l'acrotère

ELS		
La charge permanente ultime	$N_s=W_p$	2,07 kN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s=F_p$	1,32 kN
Moment d'encastrement	$M_s=hQ_s$	0,924 kN

1) Calcul de l'excentricité:

✚ Centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,39}{2,79} = 0,50 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05\text{m}$$

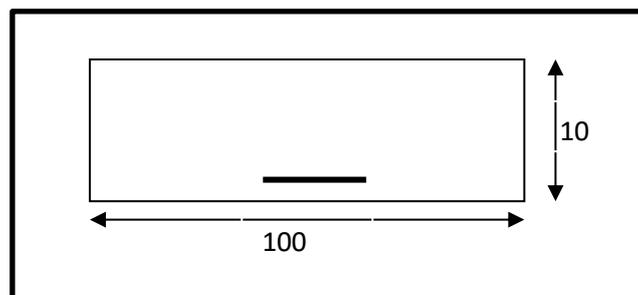


Fig (IV-9): Schéma de section de calculée

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

La section de calcul est partiellement comprimée.

⇒ Le calcul se ramène à la flexion simple sous la sollicitation fictive suivante :

$$M_f = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

c: étant l'enrobage des armatures (fissuration préjudiciable ⇒ c = 3 cm) [1]

$$M_f = 2,79 \left(0,5 + \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 1,45 \text{ kN.m}$$

2) Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,45 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,021$$

$$\mu < \mu_1 = 0,186 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000\xi_s > 1000\xi_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{145}{348 \cdot 0,989 \cdot 0,07} = 0,60 \text{ cm}^2$$

- Sollicitation réelle :

$$\begin{cases} A = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 0,60 - \frac{2,79 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} \Rightarrow A = 0,52 \text{ cm}^2 \\ A' = A'_f \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,52 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- armatures minimales :

Pour les éléments de béton exposé sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage d'armatures sera 0,25% de la section du béton, si la résistance à la traction de béton est inférieure à 2,4MPa, avec espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et, 2,5 fois l'épaisseur du béton.

➤ Sens longitudinal :

$$A_{\min} = 0,25\% \cdot S = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_f ; A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 5T10/ml → A = 3,93cm²/ml Avec S_t = 20 cm

$$S_t \leq \min(25\text{cm} ; 2,5 \cdot 10) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

➤ Sens transversale :

$$A_{\min} = 0,25\% * S = 0,0025 * \left[(70 \times 10) + (7 \times 15) + \frac{3 * 15}{2} \right] = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_f; A_{\min}) = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(25 \text{ cm}; 2,5 * 10) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{C. V}$$

3) Vérification à l'ELS :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A(d - y) = 0 \Rightarrow y = 2,343 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 \Rightarrow I = 1707,22 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{0,924 * 10^2}{1707,22} = 0,054 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K * y = 0,054 * 2,343 * 10 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 1,26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C. V}$$

$$\sigma_s = 15 K(d - y) \Rightarrow \sigma_s = 36,32 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min(266,6; 201,63) \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = 54,89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

4) Vérification de l'effort tranchant: [1]

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = 1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5 \cdot 10}{100 \cdot 7} = 0,021 \text{ MPa}$$

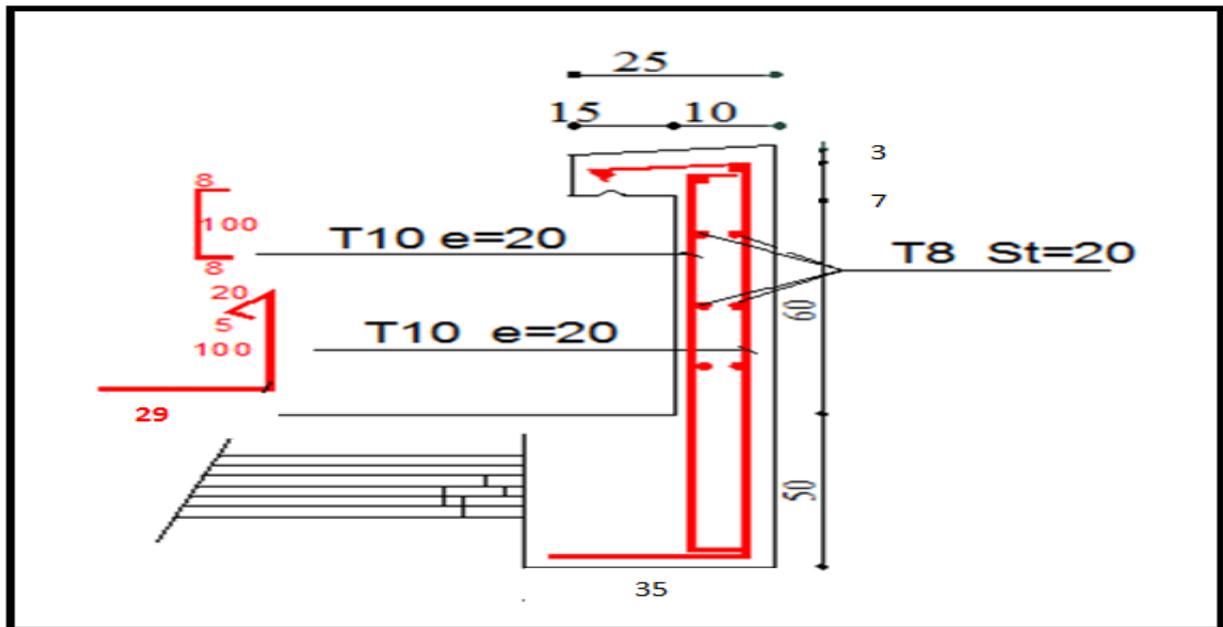


Fig (IV-10): Schéma de ferrailage de l'acrotère

Fissuration préjudiciables $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\right) \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,021 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

VI.4) Etude de L'ascenseur :

1) Caractéristiques :

Les dimensions de la cabine sont en fonction de nombre personnes à transporter.

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Surface utile.	1.96 m ²
La Largeur.	1,2 m
La Hauteur.	2,20 m
La Profondeur.	1.4 m
La Largeur du passage libre.	0,80 m
La Hauteur du passage libre.	2,00 m

✚ Surface utile minimale :

$$LC \times PC = 1.2 \times 1.40 = 1.68 \text{ m}^2$$

✚ D'après la norme NFP 82 – 208. On a une charge nominale de **800Kg** qui correspond à une surface utile maximale **1,96 m²**

- ✚ Le nombre de passagers est le plus petit nombre obtenu de la manière suivante : le rapport de la charge nominale divisé par le poids moyen d'une personne qui est égale a : 75 Kg.

Donc : $\frac{800}{75} = 10$ personnes

❖ **Descente de charge :**

a) charge d'exploitation : $q = 800$ daN/m² (10 personnes).

b) charge permanente :

Masse de la cabine M1	$S1=(1,4*2+1.2)*2.2=8.8$ m ² $M1=11.5$ daN/m ² $M1=11.5*8.8*1.2=121,44$ daN
Masse de plancher M2	$S2=1.4*1.2=1.68$ m ² $M2=110$ daN/m ² $M2=110*1.68=184.8$ daN
Masse du toit M3	$M3=20$ daN/m ² $M3=20*1.68=33.6$ daN
Masse de l'arcade M4	$M4=60+(1.2*80)=156$ daN
Masse de parachute	$M5=100$ daN
Masse des accessoires M6	$M6=80$ daN
Masse de la porte M7	$S7=0.8*2=1.6$ m ² $M7=1.6*25+80=120$ daN
Masse de poulies de moufflage M8	$M8=30*2=60$ daN
Le poids mort= le poids de cabine+le poids des accessoires+le poids de revêtement	$P_m = \sum M_i = 855.84$ daN
Masse de contre poids	$Pp=1255.84$ daN
Masse des câbles : On a deux poulies ; donc on aura 4 câbles M9	$\frac{D}{d} = 45 \rightarrow d_{cable} = \frac{500}{45} = 11.11$ mm $L \text{ câble} = HT - H \text{ cabine} = (2.97*11) - 2.2 = 30.47$ m $n=2$ cable , masse linéaire = 0.515 daN/m $M9=n*L \text{ câble}*masse \text{ linéaire} = 31.38$ daN

Masse de treuil en haut + moteur TR	M10=1200 daN
Enfinement, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :	$G = P_m + P \text{ câble} + TR + P_p.$ $G = 855.84 + 31.38 + 1200 + 1255.84$ $G = 3343.06 \text{ daN/m}^2.$

Combinaisons de charge : $\begin{cases} \text{ELU } Q_u = 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS } Q_s = G + Q \end{cases}$

1) Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appui prend un quart (1/4) de la charge totale.

$Q_{U\text{appui}} = Q_U / 4 = 1428.47 \text{ daN}.$

$Q_{U\text{appui}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le

BAEL91 [1], on vérifie :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.045 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

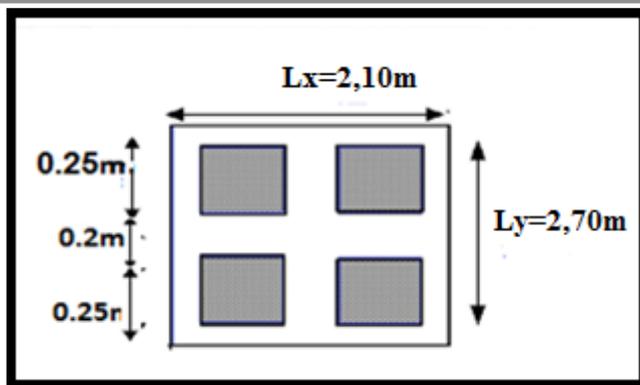
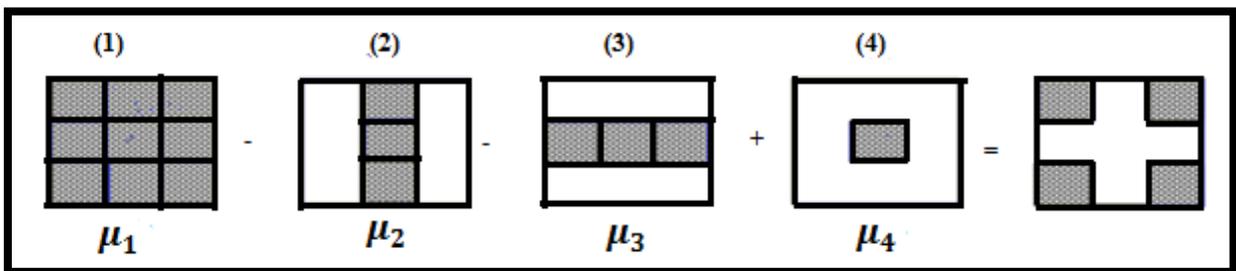
$\tau_u = \frac{Q_u}{b \cdot d} = \frac{14.28}{0.25 \cdot 0.225} = 253,87 \text{ kN/m}^2$

Donc :

$\tau_u = 0.253 < 0.750 \rightarrow$ condition vérifiée **Donc la dalle résiste en poinçonnement.**

❖ **Calcul des sollicitations :**

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Fig(IV-11): les panneaux calcul de la dalle machine

- Effet de (1) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,10}{2,70} = 0,80$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_1}{L_x} = \frac{0,7}{2,10} = 0,33 \\ \frac{v_1}{L_y} = \frac{0,7}{2,70} = 0,26 \end{array} \right\} \text{tableau de pignaud} \begin{cases} M_1 = 0,152 \\ M_2 = 0,107 \end{cases}$$

- Effet de (2) :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_2}{L_x} = \frac{0,20}{2,10} = 0,09 \\ \frac{v_2}{L_y} = \frac{0,70}{2,7} = 0,26 \end{array} \right\} \text{tableau de pignaud} \begin{cases} M_1 = 0,198 \\ M_2 = 0,122 \end{cases}$$

- Effet de (3) :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_3}{L_x} = \frac{0,70}{2,10} = 0,33 \\ \frac{v_3}{L_y} = \frac{0,20}{2,7} = 0,07 \end{array} \right\} \text{tableau de pignaud} \begin{cases} M_1 = 0,166 \\ M_2 = 0,159 \end{cases}$$

- Effet de (4) :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_4}{L_x} = \frac{0,20}{2,10} = 0,09 \\ \frac{v_4}{L_y} = \frac{0,20}{2,7} = 0,07 \end{array} \right\} \text{tableau de pignaud} \begin{cases} M_1 = 0,235 \\ M_2 = 0,196 \end{cases}$$

Sachant que : $\begin{cases} M_x = M_i \cdot Q'_u \\ M_y = M_i \cdot Q'_u \end{cases}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau (IV-9) : Evaluation des moments

	U/L _x	V/L _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	P'=P.S(daN)	M _x (daN.m)	M _y (daN.m)
1	0,33	0,26	0,152	0,107	0,49	10990,28	1670.52	1175.96
2	0,09	0,26	0,198	0,122	0,14	3140,08	621.74	383.09
3	0,33	0,07	0,166	0,159	0,14	3140,08	521.25	499.27
4	0,09	0,07	0,235	0,196	0,04	897,17	210,83	175,85

↳ **Moments dus aux charges localisées : « M_c »**

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4$$

$$\begin{cases} M_x = 738.36 \\ M_y = 469.45 \end{cases} \text{ (daN.m)}$$

↳ **Moments dus aux charges réparties : « M_r »**

$$G = 0.1 \times 2500 = \frac{250 \text{ kg}}{\text{m}^2} ;$$

$$ep = 10 \text{ cm (épaisseur de la dalle)}$$

- la dalle machine n'est pas accessible, alors la surcharge $P = 100 \text{ kg/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

ELU:

$$q = 1.35G + 1.5P$$

$$q = 1.35(250) + 1.5(100) = 487.5 \text{ Kg/m} \quad \mu_x = 0.0565 \quad , \mu_y = 0.595$$

$$\begin{cases} M_{xr} = 121.47 \\ M_{yr} = 72.27 \end{cases} \text{ (daN.m)}$$

ELS:

$$q = G + P$$

$$q = 250 + 100 = 350 \text{ Kg/m} \quad \mu_x = 0.0632 \quad \mu_y = 0.710$$

$$\begin{cases} M_x = 97.55 \\ M_y = 69.26 \end{cases} \text{ (daN.m)}$$

Les moments appliqués au centre de la plaque seront donc :

$$M = M_c + M_r$$

ELU:

$$\begin{cases} M_x = 738.36 + 121.47 = 859.83 \\ M_y = 469.45 + 72.27 = 541.72 \end{cases} \text{ (daN.m)}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_x = 738.36 + 97.55 = 835.91 \\ M_y = 469.45 + 69.26 = 538.71 \end{cases} \text{ (daN.m)}$$

Les moments en appuis et en travée valent alors :

$$M_t = 0,75 M \quad ; \quad M_a = 0,5M$$

Tableau (IV-10) : résultats des moments en appuis et en travée en ELU et ELS

	ELU	ELS
$M_{tx}(\text{daN.m})$	644,87	626.93
$M_{ax}(\text{daN.m})$	429,92	417.96
$M_{ty}(\text{daN.m})$	406,29	404.03
$M_{ay}(\text{daN.m})$	270,86	269.36

Détermination du ferrailage :

ELU :

Tableau (IV-11) : section de ferrailage

	Sens X		Sens-Y	
	Travée	appuis	Travée	Appuis
$M_u(\text{daN.m})$	644,87	429,92	406,29	270,86
M	0,0089	0,0059	0,0057	0,0038
A	0,011	0,0074	0,0071	0.0048
B	0.996	0.997	0 ,997	0.998
$A_u(\text{cm}^2/\text{ml})$	0,83	0.55	0.52	0.35
$A_{\min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	2.71	2.71	2.71	2.71
Le choix	3T12	3T12	3T12	3T12
$A_s(\text{cm}^2)$	3.39	3.39	3.39	3.39
St(cm)	15	15	15	15

ELS :

la fissuration est préjudiciable

Tableau (IV-12) : Vérification des contraintes

	Sens X		Sens-Y	
	Travée	appuis	Travée	appuis
M_s (daN. m)	626,93	417,96	404,03	269,36
Y	5,32	5,32	5,32	5,32
I	20027,46	20027,46	20027,46	20027,46
K	0,313	0,209	0,202	0,13
Σbc	1,68	1,11	1,51	0,69
$\overline{\sigma bc}$	15	15	15	15
σs	80,67	53,78	51,99	34,65
$\overline{\sigma s}$	201.63	201.63	201.63	201.63
condition	C.V	C.V	C.V	C.V

↳ **Vérification des contraintes de cisaillements :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$T_y = \frac{p}{2L_y + L_x} = \frac{1428,47}{2 * 2,7 + 2,1} = 190,46\text{daN}$$

$$T_x = \frac{p}{2L_y} = \frac{1428,47}{2 * 2,70} = 264,53 \text{ daN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{264,53}{100 * 22,5} = 0,0012\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\tau_{uy} = \frac{190,46}{100 * 22,5} = 0.0008\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.5) Conclusion :

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères...ect, ont pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes. La circulation entre les différents niveaux est assurée par ces escaliers. L'étude et le ferrailage ont été effectués selon les règlements en vigueur **BAEL91 ET RPA99/V2003** .

Chapitre V

Etude Sismique

Etude Sismique

V.1) Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayement d'un point dans croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles

V.2) Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3) Méthodes de calculs :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthodes statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA 99 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, 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 réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4) Présentation de logiciel :

Les programmes SAP, lancés il y a plus de 20 ans, ont acquis la réputation du logiciel le plus utilisé dans le domaine de l'analyse des structures par élément finis.

SAP 2000 représente la dernière sortie de la famille SAP. Opérationnel sur un ordinateur personnel, il offre les performances de la technologie d'aujourd'hui : capacité de calcul, vitesse d'exécution, précision, analyse statique et dynamique,

SAP est une formule complète, il permet, en outre de la préparation et de l'exécution, l'interprétation graphique des résultats de l'analyse.

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

❖ **Coefficient d'accélération A:**

Zone(1) D'après la classification sismique de wilaya d'Annaba (RPA 99)

Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0,15**

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le **tableau 4.3 RPA99/v2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4 du RPA99/2003**

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

❖ **Facteur de qualité Q :**

Tableau (V.1): Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

critère q	P _q	
	sens longitudinal	sens transversal
Condition minimal sur file de contreventement	0,05	0,05
redondance en plan	0,05	0,05
régularité en plan	0,05	0,05
régularité en élévation	0,05	0,05
contrôle de la qualité des matériaux	0	0
contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Σq	0,20	0,20

$$Q=1+\sum p_q \quad (\text{Tableau 4.4 : RPA 99V2003})$$

$$\text{Sens longitudinal} \rightarrow Q_x=1+0,20=1,20$$

$$\text{Sens transversal} \rightarrow Q_y=1+0,20=1,20$$

❖ **Facteur de correction d'amortissement "η":**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{Formule 4.3 : RPA 99}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7$ % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \rightarrow \eta = 0,88 \rightarrow 0,88 \geq 0,7$$

❖ **Période T1 et T2 du site considéré:**

$$T_1 = 0,15$$

$$T_2 = 0,50$$

❖ **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**RPA99**)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \frac{(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right)^2}{3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T: période fondamentale de la structure

S_a /g: Accélération spectrale

g: Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité

❖ **Classification du site :**

D'après (**RPA99version2003**) [2], les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

caractéristiques de l'ouvrage :

-**Zone IIa** : sismicité moyenne

-**Groupe 2** : ouvrages courants et d'importance moyenne

-**Site S3** : site meuble

-**T₁**= 0,15 s et **T₂**=0,5 s

-**Système de contreventement** : **R**=5 (portiques + voiles)

-**Coefficient d'accélération de la zone** : **A**=0,15

-Facteur de qualité : $Q=1,20$

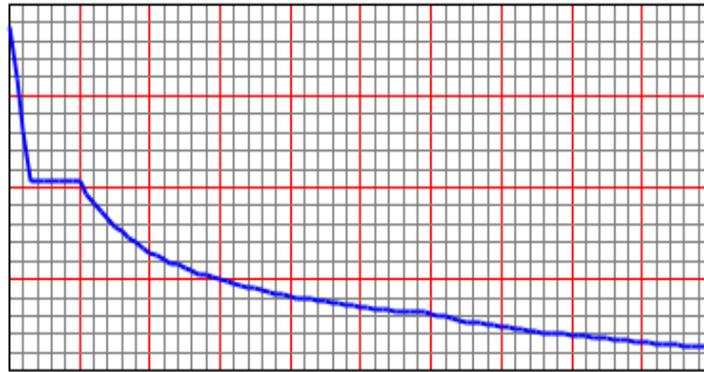


Fig (V.1): Diagramme de spectre de réponse

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA 99 V2003[2]** par la formule empirique : $T = C_T h_n^{3/4}$ (4-6)

Avec:

- h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_n = 33,37$ m
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le **tableau (4-6) RPA99 V 2003[2]**.

donc :

$$C_T = 0,05 \rightarrow T_1 = 0,05 * (33,37)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,69 \text{ s}$$

Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

$$0 < T < T_2 \rightarrow D = 2,5 n$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2,5 n (T_2 / T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \rightarrow D = 2,5 n (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3}$$

Avec :

T_1 et T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** du **RPA99/2003[2]**, (site Meuble S_3) : $T_2 (S_3) = 0,5$ sec

Le coefficient dynamique moyen $D = 1,77$

Détermination des paramètres combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 1.35 * G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1.2 * E \\ G + Q \mp E \\ 0.8 * G \mp E \end{array} \right.$$

V.5) Modélisation :

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (**notion de diaphragme**).

➤ **Poids totale de la structure (w_t)**

- W_t : poids total de la structure.
- W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).
- $W = \sum w_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le RPA99[2].

Dans notre cas :

- Pour les batiment d'habitation $\beta = 0,20$.
- Pour les bâtiment commercial $\beta = 0,50$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$

Detrmination des poids (w_t)de la stucture :

Poids :

Plancher à corps creux (16 + 4)	G.S
Plancher à dalle pleine e = 20 cm	$\gamma \cdot h \cdot S$
Poutres principales	$\gamma \cdot S \sum L$
Poutres secondaires	$\gamma \cdot S \sum L$
Voiles	$1/2 \cdot \gamma \cdot S \sum L \cdot H \cdot e$
Poteau	$\gamma \cdot S \cdot \frac{H}{2}$
Mur de façade	$\gamma_{mur} \cdot 80\% \sum L \cdot H$

Balcon	G.S
20 % surcharge d'exploitation	S.S. 20%

Masse sismique de chaque niveau:➤ **Calcul des masses des éléments :**◆ **Acrotères :**

Terrasse non accessible :

$$\text{Poids propre} \Rightarrow W_p = V * \rho = \left[(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,15) + \frac{0,03 * 0,15}{2} \right] * 1 * 25$$

$$W_p = 2,07 \text{ kN}$$

◆ **Plancher :**

Plancher à dalle pleine : e = 20 cm

Plancher à corps creux (16 + 4) cm

RDC et étage courant : G = 483Kg/m² Q = 150 Kg/m²Etage terrasse : G = 501 Kg/m² Q = 100 Kg/m²-Balcon: G = 829Kg/m² Q = 350 Kg/m²- poids de la poutre principale : $\gamma_{ba} \times b \times h = 25 \times 0,50 \times 0,35 = 4,38 \text{ kN/ml}$ - poids de la poutre secondaire : $\gamma_{ba} \times b \times h = 25 \times 0,4 \times 0,3 = 3 \text{ kN/ml}$ ◆ **Poteaux :**10ème + 9ème + 8ème étage = $0,40 \times 0,40 \times 25 = 4 \text{ kN/ml}$ 7ème + 6ème + 5ème étage = $0,45 \times 0,45 \times 25 = 5,063 \text{ kN/ml}$ 4ème + 3ème + 2ème étage = $0,50 \times 0,50 \times 25 = 6,25 \text{ kN/ml}$ 1ère étage + RDC = $0,55 \times 0,55 \times 25 = 7,56 \text{ kN/ml}$ **Bloc 01 :**

$$S_t = 156,51 \text{ m}^2 \quad S_{\text{Corps creux}} = 120,2 \text{ m}^2 \quad S_{\text{dalle pleine}} = 36,31 \text{ m}^2$$

◆ **Plancher terrasse (10^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 120,2x5,01	602,20kN
Plancher à dalle pleine e = 20 cm : 36,31x7,42	269,42kN
Poutres principales : 4,38x 66,45	291,05kN
Poutres secondaires : 3x 65,5	196,5kN
½ voiles : $0,5 \times 0,20 \times 2,97 \times 25 \times 38,11$	282,97kN
½ poteau : $0,5 \times 2,97 \times 4 \times 23$	136,62 kN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 63,12$	243,21kN
Acrotère : $2,07 \times 63,12$	130,66kN

20 % surcharge d'exploitation : $1 \times 0,2 \times 156,51$	31,30kN
W₀	2183,93 kN

Plancher (9^{ème} +8^{ème} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : 120,2x 4,83	580,57kN
Plancher à dalle pleine e = 20 cm : 36,31x 7,42	269,42kN
Poutres principales : 4,38x 66,45	291,05kN
Poutres secondaires : 3x 65,5	196,5kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x38,11	565,93kN
poteau : 2,97 x 4x 23	273,24 kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 63,12$	486,42kN
Balcon : 8,29x0,9	7,461kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 156,51$	46,95kN
W₁	2717,54 kN

♦ **Plancher (7^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 120,2x 4,83	580,57kN
Plancher à dalle pleine e = 20 cm : 36,31x 7,42	269,42kN
Poutres principales : 4,38x 66,45	291,05kN
Poutres secondaires : 3x 65,5	196,5kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x38,11	565,93kN
poteau : $(0,5 \times 2,97 \times 4 \times 23) + (0,5 \times 2,97 \times 5,063 \times 23)$	309,55 kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 63,12$	486,42kN
Balcon : 8,29x0,9	7,461kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 156,51$	46,95kN
W₂	2753,85 kN

♦ **Plancher (6^{ème} +5^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 120,2x 4,83	580,57kN
Plancher à dalle pleine e = 20 cm : 36,31x 7,42	269,42kN
Poutres principales : 4,38x 66,45	291,05kN
Poutres secondaires : 3x 65,5	196,5kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x38,11	565,93kN
poteau : 2,97 x 5,063 x 23	345,85kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 63,12$	486,42kN
Balcon : 8,29x0,9	7,461kN
20 % surcharge d'exploitation $1,5 \times 0,2 \times 156,51$	46,95kN
W₃	2790,15kN

♦ **Plancher (4ème étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 120,2x 4,83	580,57kN
Plancher à dalle pleine e = 20 cm : 36,31x 7,42	269,42kN
Poutres principales : 4,38x 66,45	291,05kN
Poutres secondaires : 3x 65,5	196,5kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x38,11	565,93kN
poteau : (0.5x 2,97 x 5,063x 23) + (0.5x 2,97 x 6,25x 23)	386,40kN
mur de façade : 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x 13x63,12	486,42kN
Balcon : 8,29x0,9	7,461kN
20 % surcharge d'exploitation 1.5x 0, 2 x 156,51	46,95kN
W₄	2830,7kN

♦ **Plancher (3^{ème} + 2^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 120,2x 4,83	580,57kN
Plancher à dalle pleine e = 20 cm : 36,31x 7,42	269,42kN
Poutres principales : 4,38x 66,45	291,05kN
Poutres secondaires : 3x 65,5	196,5kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x38,11	565,93kN
poteau : 2,97 x 6,25 x 23	426,94kN
mur de façade : 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x 13x63,12	486,42kN
Balcon : 8,29x0,9	7,461kN
20 % surcharge d'exploitation 1.5x 0, 2 x 156,51	46,95kN
W₅	2871,24kN

♦ **Plancher (1^{er} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 120,2x 4,83	580,57kN
Plancher à dalle pleine e = 20 cm : 36,31x 7,42	269,42kN
Poutres principales : 4,38x 66,45	291,05kN
Poutres secondaires : 3x 65,5	196,5kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x38,11	565,93kN
poteau : (0.5x 6,25 x 4x 23) + (0.5x 2,97 x 7,56x 23)	471,68kN
mur de façade : 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x 13x63,12	486,42kN
Balcon : 8,29x0,9	7,461kN
20 % surcharge d'exploitation : 1.5x 0, 2 x 156,51	46,95kN
W₆	2915,98kN

♦ **Plancher (RDC) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 120,2x 4,83	580,57kN
Plancher à dalle pleine e = 20 cm : 36,31x 7,42	269,42kN

Poutres principales : 4,38x 66,45	291,05kN
Poutres secondaires : 3x 65,5	196,5kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x38,11	565,93kN
poteau : 2,97 x 7,56 x 23	516,42kN
mur de façade : 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x 13x63,12	486,42kN
Balcon : 8,29x0,9	7,461kN
20 % surcharge d'exploitation 1.5 x 0, 2 x 156,51	46,95kN
W₇	2960,72kN

Bloc 02 :

$$S_t = 82,64\text{m}^2 \quad S_{\text{Corps creux}} = 79,16\text{m}^2 \quad S_{\text{balcon}} = 3,48\text{m}^2$$

♦ **Plancher terrasse (10^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 79,16x 5,01	396,59kN
Poutres principales : 4,38x 52,75	231,05kN
Poutres secondaires : 3x 41,64	124,92kN
½ voiles : 0,5 x 0,20x 2,97 x 25x12	89,1kN
½ poteau : 0,5 x 2,97 x 4x 17	100,98kN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x 13x36,48	140,56kN
Acrotère : 2,07x 36,48	75,51kN
20 % surcharge d'exploitation : 1x 0, 2 x 79,16	15,83kN
W₀	1174,54kN

♦ **Plancher (9^{ème} + 8^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 79,16x 4,83	382,34kN
Poutres principales : 4,38x 52,75	231,05kN
Poutres secondaires : 3x 41,64	124,92kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x12	178,2kN
poteau : 2,97 x 4x 17	201,96kN
mur de façade : 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x 13x36,48	281,13kN
Balcon : 8,29x3,48	28,85kN
20 % surcharge d'exploitation : 1.5x 0, 2 x 82,64	24,79kN
W₁	1453,24kN

♦ **Plancher (7^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 79,16x 4,83	382,34kN
Poutres principales : 4,38x 52,75	231,05kN
Poutres secondaires : 3x 41,64	124,92kN

voiles : $0,20 \times 2,97 \times 25 \times 12$	178,2kN
poteau : $(0,5 \times 2,97 \times 4 \times 17) + (0,5 \times 2,97 \times 5,063 \times 17)$	228,80kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 36,48$	281,13kN
Balcon : $8,29 \times 3,48$	28,85kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 82,64$	24,79kN
W₂	1480,08kN

♦ Plancher (6^{ème} + 5^{ème} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : $79,16 \times 4,83$	382,34kN
Poutres principales : $4,38 \times 52,75$	231,05kN
Poutres secondaires : $3 \times 41,64$	124,92kN
voiles : $0,20 \times 2,97 \times 25 \times 12$	178,2kN
poteau : $2,97 \times 5,063 \times 17$	255,63kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 36,48$	281,13kN
Balcon : $8,29 \times 3,48$	28,85kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 82,64$	24,79kN
W₃	1506,91kN

♦ Plancher (4^{ème} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : $79,16 \times 4,83$	382,34kN
Poutres principales : $4,38 \times 52,75$	231,05kN
Poutres secondaires : $3 \times 41,64$	124,92kN
voiles : $0,20 \times 2,97 \times 25 \times 12$	178,2kN
poteau : $(0,5 \times 2,97 \times 5,063 \times 17) + (0,5 \times 2,97 \times 6,25 \times 17)$	285,60kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 36,48$	281,13kN
Balcon $8,29 \times 3,48$	28,85kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 82,64$	24,79kN
W₄	1536,88kN

♦ Plancher (3^{ème} + 2^{ème} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : $79,16 \times 4,83$	382,34kN
Poutres principales : $4,38 \times 52,75$	231,05kN
Poutres secondaires : $3 \times 41,64$	124,92kN
voiles : $0,20 \times 2,97 \times 25 \times 12$	178,2kN
poteau : $2,97 \times 6,25 \times 17$	315,56kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 36,48$	281,13kN
Balcon $8,29 \times 3,48$	28,85kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 82,64$	24,79kN
W₅	1566,84kN

♦ Plancher (1^{er} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : 79,16x 4,83	382,34kN
Poutres principales : 4,38x 52,75	231,05kN
Poutres secondaires : 3x 41,64	124,92kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x12	178,2kN
poteau : (0.5x 2,97 x 6,25 x 17) + (0.5x 2,97 x 7,56x 17)	348,63kN
mur de façade : 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x13x36,48	281,13kN
Balcon 8,29x3,48	28,85kN
20 % surcharge d'exploitation : 1.5x 0, 2 x 82,64	24,79kN
W₆	1599,98kN

♦ **Plancher (RDC) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 79,16x 4,83	382,34kN
Poutres principales : 4,38x 52,75	231,05kN
Poutres secondaires : 3x 41,64	124,92kN
voiles : 0,20x 2,97 x 25x12	178,2kN
poteau : 2,97 x 7,56x 17	381,70kN
mur de façade : 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x13x36,48	281,13kN
Balcon : 8,29x3,48	28,85kN
20 % surcharge d'exploitation : 1.5x 0, 2 x 82,64	24,79kN
W₇	1633,11kN

Bloc 03 :

$$S_t = 68,79\text{m}^2 \quad S_{\text{Corps creux}} = 59,59\text{m}^2 S_{\text{balcon}} = 9,20\text{m}^2$$

♦ **Plancher terrasse (10^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 59,59x5.01	298,55 kN
Poutres principales : 4,38x35,6	155,93 kN
Poutres secondaires : 3x31,35	94,05 kN
½ voiles : 0,5 x 0,20x 2,97x 25x6,85	50,86 kN
½ poteau : 0,5 x 2,97x 4x 12	71,28 kN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3x (2,97 – 0,50) x 80 % x13x38,70	149,12 kN
Acrotère : 2,07x 38,70	80,11 kN
20 % surcharge d'exploitation : 1x 0, 2 x 59,59	11,92 kN
W₀	911,82 kN

♦ **Plancher terrasse (9^{ème} et 8^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 59,59x4,83	287,82 kN
Poutres principales : 4,38x35,6	155,93 kN
Poutres secondaires : 3x31,35	94,05 kN
voiles : 0,20x 2,97x 25x6,85	101,72 kN
poteau : 2,97x 4x 12	142,56kN

mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 38,70$	298,24kN
Balcon : $8,29 \times 9,20$	76,27kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 59,59$	17,88kN
W₁	1174,47kN

♦ Plancher (7^{ème} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : $59,59 \times 4,83$	287,82 kN
Poutres principales : $4,38 \times 35,6$	155,93 kN
Poutres secondaires : $3 \times 31,35$	94,05 kN
voiles : $0,20 \times 2,97 \times 25 \times 6,85$	101,72 kN
poteau : $(0,5 \times 2,97 \times 4 \times 12) + (0,5 \times 2,97 \times 5,063 \times 12)$	161,50kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 38,70$	298,24 kN
Balcon : $8,29 \times 9,20$	76,27 kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 59,59$	17,88 kN
W₂	1187,94 kN

♦ Plancher (6^{ème} et 5^{ème} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : $59,59 \times 4,83$	287,82 kN
Poutres principales : $4,38 \times 35,6$	155,93 kN
Poutres secondaires : $3 \times 31,35$	94,05 kN
voiles : $0,20 \times 2,97 \times 25 \times 6,85$	101,72 kN
poteau : $2,97 \times 5,063 \times 12$	180,45 kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 38,70$	298,24 kN
Balcon : $8,29 \times 9,20$	76,27 kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 59,59$	17,88 kN
W₃	1212,36 kN

♦ Plancher (4^{ème} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : $59,59 \times 4,83$	287,82 kN
Poutres principales : $4,38 \times 35,6$	155,93 kN
Poutres secondaires : $3 \times 31,35$	94,05 kN
voiles : $0,20 \times 2,97 \times 25 \times 6,85$	101,72 kN
poteau : $(0,5 \times 2,97 \times 5,063 \times 12) + (0,5 \times 2,97 \times 6,25 \times 12)$	201,60 kN
mur de façade : $0,3 \times (2,97 - 0,50) \times 80 \% \times 13 \times 38,70$	298,24 kN
Balcon : $8,29 \times 9,20$	76,27 kN
20 % surcharge d'exploitation : $1,5 \times 0,2 \times 59,59$	17,88 kN
W₄	1233,51kN

♦ Plancher (3^{ème} et 2^{ème} étage) :

Plancher à corps creux (16 + 4) : $59,59 \times 4,83$	287,82 kN
Poutres principales : $4,38 \times 35,6$	155,93 kN

Poutres secondaires : 3×31,35	94,05 kN
voiles : 0,20× 2,97× 25×6,85	101,72 kN
poteau : 2,97× 6,25× 12	222,75 kN
mur de façade : 0,3× (2,97 – 0,50) × 80 % ×13×38,70	298,24 kN
Balcon : 8,29× 9,20	76,27 kN
20 % surcharge d'exploitation : 1,5× 0, 2 × 59,59	17,88 kN
W₅	1254,66 kN

♦ **Plancher (1^{ème} étage) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 59,59×4,83	287,82 kN
Poutres principales : 4,38×35,6	155,93 kN
Poutres secondaires : 3×31,35	94,05 kN
voiles : 0,20× 2,97× 25×6,85	101,72 kN
poteau :(0,5× 6,25× 2,97× 12) + (0,5x 2,97× 7,56× 12)	246,09 kN
mur de façade : 0,3× (2,97 – 0,50) × 80 % ×13×38,70	298,24 kN
Balcon : 8,29× 9,20	76,27 kN
20 % surcharge d'exploitation : 1,5× 0, 2 × 59,59	17,88 kN
W₆	1278,05 kN

♦ **Plancher (RDC) :**

Plancher à corps creux (16 + 4) : 59,59×4,83	287,82 kN
Poutres principales : 4,38×35,6	155,93 kN
Poutres secondaires : 3×31,35	94,05 kN
voiles : 0,20× 2,97× 25×6,85	101,72 kN
poteau : 2,97× 7,56× 12	269,44 kN
mur de façade : 0,3× (2,97 – 0,50) × 80 % ×13×38,70	298,24 kN
Balcon : 8,29× 9,20	76,27 kN
20 % surcharge d'exploitation : 1,5× 0, 2 × 59,59	17,88 kN
W₇	1301,44kN

➤ **Calcul du centre de masse et le moment massique :**

On détermine le centre de masse à partir d'un repère global, la formule de calcul est :

$$x = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

La formule est la suivante : $M_{xy} = \frac{M}{A} (I_{xx} + I_{yy})$

M : masse du plancher considéré **A** : Section du plancher

I_{xx}: Moment d'inertie du plancher / x_m **I_{yy}**: Moment d'inertie du plancher / y_m

M_{xy} : Moment d'inertie massique

Bloc 01 :

Niveau	A (m ²)	Masse (kN)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	M _{xy} (kN.m)
10 ^{ème} étage	241,56	2183,93	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	385513,23
9 ^{ème} étage	241,56	2717,54	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	479707,52
8 ^{ème} étage	241,56	2717,54	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	479707,52
7 ^{ème} étage	241,56	2753,85	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	486117,06
6 ^{ème} étage	241,56	2790,15	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	492524,83
5 ^{ème} étage	241,56	2790,15	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	492524,83
4 ^{ème} étage	241,56	2830,70	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	499682,83
3 ^{ème} étage	241,56	2871,24	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	506839,06
2 ^{ème} étage	241,56	2871,24	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	506839,06
1 ^{er} étage	241,56	2918,98	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	514736,68
RDC	241,56	2960,72	7,2429	9,125	25260,50	17379,45	522634,31

Bloc 02 :

Niveau	A (m ²)	Masse (kN)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	M _{xy} (kN.m)
10 ^{ème} étage	143,78	1174,54	6,81	7,16	1507,02	2133,30	29739,35
9 ^{ème} étage	143,78	1453,24	6,85	7,35	1507,02	2133,30	36796,04
8 ^{ème} étage	143,78	1453,24	6,85	7,35	1507,02	2133,30	36796,04
7 ^{ème} étage	143,78	1480,08	6,85	7,35	1507,02	2133,30	37475,63
6 ^{ème} étage	143,78	1506,91	6,85	7,35	1507,02	2133,30	38154,96
5 ^{ème} étage	143,78	1506,91	6,85	7,35	1507,02	2133,30	38154,96
4 ^{ème} étage	143,78	1536,88	6,85	7,35	1507,02	2133,30	38913,80
3 ^{ème} étage	143,78	1566,84	6,85	7,35	1507,02	2133,30	39672,39
2 ^{ème} étage	143,78	1566,84	6,85	7,35	1507,02	2133,30	39672,39
1 ^{er} étage	143,78	1599,98	6,85	7,35	1507,02	2133,30	40511,49
RDC	143,78	1633,11	6,85	7,35	1507,02	2133,30	41350,35

Bloc 03 :

Niveau	A (m ²)	Masse (kN)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	M _{xy} (kN.m)
10 ^{ème} étage	98,96	911,82	5,375	4,6	697,57	952,43	15203,14
9 ^{ème} étage	106,49	1174,47	5,80	4,70	726,66	1213,82	21398,84
8 ^{ème} étage	106,49	1174,47	5,80	4,70	726,66	1213,82	21398,84

7^{ème} étage	106,49	1187,94	5,80	4,70	726,66	1213,82	21644,27
6^{ème} étage	106,49	1212,36	5,80	4,70	726,66	1213,82	22089,20
5^{ème} étage	106,49	1212,36	5,80	4,70	726,66	1213,82	22089,20
4^{ème} étage	106,49	1233,51	5,80	4,70	726,66	1213,82	22474,55
3^{ème} étage	106,49	1254,66	5,80	4,70	726,66	1213,82	22859,91
2^{ème} étage	106,49	1254,66	5,80	4,70	726,66	1213,82	22859,91
1^{er} étage	106,49	1278,05	5,80	4,70	726,66	1213,82	23286,07
RDC	106,49	1301,44	5,80	4,70	726,66	1213,82	23712,24

V.6) vérifications règlementaires :

Bloc 01 :

1) Résultante des forces sismique :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/Version2003** (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $r = 0,8 > V/V_t$

Tableau (V-2) : force sismique a la base

	0.8V statique (kN)	V dynamique (kN)	
Suivant X	1937,28	1966,23	Condition vérifié
Suivant Y	1937,28	2695,39	Condition vérifié

Période :

Après l'analyse automatique par logiciel **SAP2000**, on a obtenu les résultats illustrés dans le tableau ci-dessous

Mode	Période [sec]	Période [sec] Fréquence [Hz]
1	0,60	1,667
2	0,488	2,047
3	0,459	2,178
4	0,194	5,156
5	0,160	6,258
6	0,154	6,501
7	0,108	9,239
8	0,102	9,823
9	0,099	10,070
10	0,092	10,906

11	0,091	11,050
12	0,089	11,188
13	0,089	11,297
14	0,088	11,402
15	0,083	12,051
16	0,076	12,161

On admet dans tous les cas après les conventions des signes suivantes :

T_{dyn} : la période de calcul automatique ($T_{dyn} = 0,7038$ s)

T_e : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques

D'après la formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA99 [2]** par la formule

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{formule (4-6) RPA99 [2]} \quad \text{donc on a :} \quad T = 0,69 \text{ (s)}$$

D'après les résultats de **tableau** on constate que :

- La période dynamique $T_{dyn} = 0,7038$ s, par contre $1.3T_e = 0,91$ s

Donc : la condition de **RPA 99[2]** est vérifiée ($1.3T_e > T_{dy}$).

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le 2ème est une translation suivant l'axe (yy')
- Et le 3ème mode de torsions.

Les coefficients de participation modale :

Le logiciel **SAP 2000** peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a) sens longitudinal :

$$UX = 92,54 \% > 90 \% \quad \text{C.V}$$

b) sens transversal :

$$UY = 93,38 \% > 90\% \quad \text{C.V}$$

L'Effort Normal Réduit :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : l'effort normal de calculs 'exerçant sur une section du béton.

B_c : est l'aire (section brute) du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

la vérification de l'effort normal sur les Poteau et dans le tableau ses dessous :

Etage	N _d (kN)	B _c (cm ²)	Fc28(MPa)	V	condition
RDC	-2389.9	3025	25	-0.032	C.V
1	-2124.75	3025	25	-0.028	C.V
2	-1870.93	2500	25	-0.030	C.V
3	-1632.17	2500	25	-0.026	C.V

4	-1405.05	2500	25	-0.022	C.V
5	-1184.47	2025	25	-0.023	C.V
6	-974.561	2025	25	-0.019	C.V
7	-773.991	2025	25	-0.015	C.V
8	-575.62	1600	25	-0.014	C.V
9	-381.585	1600	25	-0.010	C.V
10	-195.604	1600	25	-0.005	C.V

Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est donné par :

$$\delta_K = \delta_{ek} \times R$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Sens (X-X):

Etage	R	δ_{ek}	δ_K	δ_{K-1}	Δ_K	$0.01H_{\text{etage}}$	Observation
10	5	1.25	6.25	5.85	0.4	2.97	Vérifiée
9	5	1.17	5.85	5.35	0.5	2.97	Vérifiée
8	5	1.07	5.35	4.8	0.55	2.97	Vérifiée
7	5	0.96	4.8	4.25	0.55	2.97	Vérifiée
6	5	0.85	4.25	3.55	0.7	2.97	Vérifiée
5	5	0.71	3.55	2.85	0.7	2.97	Vérifiée
4	5	0.57	2.85	2.1	0.75	2.97	Vérifiée
3	5	0.42	2.1	1.4	0.7	2.97	Vérifiée
2	5	0.28	1.4	0.75	0.65	2.97	Vérifiée
1	5	0.15	0.75	0.25	0.5	2.97	Vérifiée
RDC	5	0.05	0.25	0	0.25	2.97	Vérifiée

Sens (Y-Y):

Etage	R	δ_{ek}	δ_K	δ_{K-1}	Δ_K	$0.01H_{\text{etage}}$	observation
10	5	1.06	5.3	5.1	0.2	2.97	Vérifiée
9	5	1.02	5.1	4.85	0.25	2.97	Vérifiée
8	5	0.97	4.85	4.5	0.35	2.97	Vérifiée
7	5	0.90	4.5	4	0.5	2.97	Vérifiée
6	5	0.80	4	3.5	0.5	2.97	Vérifiée
5	5	0.70	3.5	2.85	0.65	2.97	Vérifiée
4	5	0.57	2.85	2.25	0.6	2.97	Vérifiée

3	5	0.45	2.25	1.55	0.7	2.97	Vérifiée
2	5	0.31	1.55	0.9	0.65	2.97	Vérifiée
1	5	0.18	0.9	0.35	0.65	2.97	Vérifiée
RDC	5	0.07	0.35	0	0.35	2.97	Vérifiée

« RPA 99/Version 2003 » et que est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage \Rightarrow C.V

2) Vérification de l'effet P-Delta :

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_K / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_K)$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur d'étage 'K'.

NIVEAU	P_K (T)	Δ_{Kx} (cm)	Δ_{Ky} (cm)	V_{Kx} (T)	V_{Ky} (T)	h_K (cm)	θ_{Kx}	θ_{Ky}
RDC	394.2317	0.25	0.35	260.575	224.233	297	0.013	0.021
10	309.7918	0.5	0.65	250.533	214.450	297	0.021	0.032
9	277.3887	0.65	0.65	241.832	206.220	297	0.025	0.029
8	245.8307	0.7	0.7	228.734	194.567	297	0.025	0.030
7	214.2726	0.75	0.6	211.6038	179.470	297	0.026	0.024
6	182.7145	0.7	0.65	190.571	161.014	297	0.023	0.025
5	151.9210	0.7	0.5	165.781	139.853	297	0.022	0.018
4	121.1275	0.55	0.5	137.727	116.041	297	0.016	0.018
3	90.3340	0.55	0.35	107.351	89.978	297	0.016	0.012
2	60.2246	0.5	0.25	74.2524	61.867	297	0.014	0.008
1	30.1152	0.4	0.2	37.3083	31.266	297	0.011	0.006

Vérification au renversement :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stab}}{M_{rev}} \geq 1,5$$

Avec:

Moment de renversement: $M_{rev} = \sum F_i * Z_i$.

Moment stabilisant : $M_{stab} = \sum W_i * b_i$.

F_i : la force sismique au niveau " i ".

- Z_i : hauteur de niveau i .
- W_i : poids de niveau i .

b_i : bras de levier de niveau " i ".

•Sens longitudinal :

$$M_{stab}=25077,41 \text{ t.m}$$

Tableau (V.3): vérification au renversement Sens longitudinal

Niveau	F_i (t)	h_i (m)	M_{renv} (t.m)
RDC	260.575	2.97	773.908
1	250.533	2.97	744.083
2	241.832	2.97	718.241
3	228.734	2.97	679.340
4	211.6038	2.97	628.463
5	190.571	2.97	565.996
6	165.781	2.97	492.370
7	137.727	2.97	409.049
8	107.351	2.97	318.832
9	74.2524	2.97	220.530
10	37.3083	2.97	110.806
Mrev			$\sum 5661,617$

Vérification:

$$M_s / M_{Rk} = 4,43 > 1,5 \dots \text{vérifie}$$

Sens transversal :

$M_s = 30818,52 \text{ t.m}$

Tableau (V.4) : Vérification au renversement Sens transversal

Niveau	F_i (t)	h_i (m)	M_{rev} (t.m)
RDC	224.233	2.97	665.972
1	214.450	2.97	636.917
2	206.220	2.97	612.473
3	194.567	2.97	577.864
4	179.470	2.97	533.026
5	161.014	2.97	478.212
6	139.853	2.97	415.363
7	116.041	2.97	344.642
8	89.978	2.97	267.235
9	61.867	2.97	183.745
10	31.266	2.97	92.860
M_{rev}			$\Sigma 4808.308$

Vérification :

$M_s / M_{Ry} = 6,41 > 1,5 \dots$ vérifie

Donc :

L'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

Remarque :

Pour les autres blocs est même vérification

a. Justification de l'interaction portiques–voiles : RPA (Art 3.4)

Pour la justification de l'interaction portique–voiles, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Sens x-x :

Les sollicitations verticales totales de la structure : 113,16 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 986,84 KN

Donc :

$$986,84 / 113,16 = 8,72 \% \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

Les sollicitations verticales totales de la structure : 103,68 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 996,32 KN

Donc :

$$996,32 / 103,68 = 9,61 \% \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

Bloc 02 :

Résultante des forces sismique :

Tableau (V-5) : force sismique a la base

	0.8V statique (kN)	V dynamique (kN)	
Suivant X	1332,40	840,01	Condition vérifiée
Suivant Y	1604,84	840,01	Condition vérifiée

Vérification de période :

Mode	Période [sec]	Période [sec] Fréquence [Hz]
1	0,742	1,347
2	0,552	1,812
3	0,499	2,006
4	0,191	5,245
5	0,160	6,287
6	0,140	7,134
7	0,089	11,264
8	0,083	12,086
9	0,081	12,422
10	0,074	13,440

11	0,069	14,466
12	0,068	14,622
13	0,067	14,950
14	0,064	15,526
15	0,064	15,681
16	0,063	15,867

Les coefficients de participation modale :

a) sens longitudinal :

UX = 91,84 % > 90 % **C.V**

b) sens transversal :

UY = 91,21 % > 90% **C.V**

L'Effort Normal Réduit :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Etage	N _d (kN)	B _c (cm ²)	F _{c28} (MPa)	v	Condition
RDC	-1924.96	3025	25	-0.025	C.V
1	-1701.84	3025	25	-0.023	C.V
2	-1491.93	2500	25	-0.024	C.V
3	-1298.18	2500	25	-0.021	C.V
4	-1117.42	2500	25	-0.018	C.V
5	-943.534	2025	25	-0.019	C.V
6	-780.825	2025	25	-0.015	C.V
7	-628.326	2025	25	-0.012	C.V
8	-478.463	1600	25	-0.012	C.V
9	-331.666	1600	25	-0.008	C.V
10	-196.644	1600	25	-0.005	C.V

Vérification des déplacements :

Sens (X-X):

Etage	R	δ _{ek}	δ _K	δ _{K-1}	Δ _K	0.01H _{etage}	observation
-------	---	-----------------	----------------	------------------	----------------	------------------------	-------------

10	5	1.25	6.25	5.85	0.4	2.97	vérifiée
9	5	1.17	5.85	5.35	0.5	2.97	Vérifiée
8	5	1.07	5.35	4.8	0.55	2.97	Vérifiée
7	5	0.96	4.8	4.25	0.55	2.97	Vérifiée
6	5	0.85	4.25	3.55	0.7	2.97	Vérifiée
5	5	0.71	3.55	2.85	0.7	2.97	Vérifiée
4	5	0.57	2.85	2.1	0.75	2.97	Vérifiée
3	5	0.42	2.1	1.4	0.7	2.97	Vérifiée
2	5	0.28	1.4	0.75	0.65	2.97	Vérifiée
1	5	0.15	0.75	0.25	0.5	2.97	Vérifiée
RDC	5	0.05	0.25	0	0.25	2.97	Vérifiée

Sens (Y-Y):

Etage	R	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$0.01H_{\text{etage}}$	observation
10	5	1.06	5.3	5.1	0.2	2.97	vérifiée
9	5	1.02	5.1	4.85	0.25	2.97	vérifiée
8	5	0.97	4.85	4.5	0.35	2.97	vérifiée
7	5	0.90	4.5	4	0.5	2.97	vérifiée
6	5	0.80	4	3.5	0.5	2.97	vérifiée
5	5	0.70	3.5	2.85	0.65	2.97	vérifiée
4	5	0.57	2.85	2.25	0.6	2.97	vérifiée
3	5	0.45	2.25	1.55	0.7	2.97	vérifiée
2	5	0.31	1.55	0.9	0.65	2.97	vérifiée
1	5	0.18	0.9	0.35	0.65	2.97	vérifiée
RDC	5	0.07	0.35	0	0.35	2.97	Vérifiée

Vérification de l'effet P-Delta :

NIVEAU	PK(T)	ΔK_x (cm)	ΔK_y (cm)	VK _x (T)	VK _y (T)	hK (cm)	θ_{KX}	θ_{KY}
RDC	20727.4	0.4	0.5	902.312	1283.114	297	0.031	0.027
1	17805.49	0.85	1	864.897	1222.984	297	0.059	0.049
2	16473.6	1.25	1.35	858.6	1216.205	297	0.081	0.062
3	14511.22	1.5	1.55	835.787	1159.912	297	0.088	0.065
4	12553.66	1.7	1.7	808.154	1090.655	297	0.089	0.066
5	10559.78	1.8	1.8	724.452	981.149	297	0.088	0.065
6	8330.441	1.9	1.75	647.512	839.692	297	0.082	0.058
7	6850.007	1.9	1.7	592.508	741.717	297	0.074	0.053
8	4984.494	1.85	1.6	474.036	584.543	297	0.065	0.046
9	3086.984	1.8	1.5	372.242	422.276	297	0.050	0.037
10	1380.031	1.7	1.4	262.254	242.316	297	0.030	0.027

Vérification au renversement

•Sens longitudinal :

$M_{stab} = 12929,15 \text{ t.m}$

Tableau (V.6) : vérification au renversement Sens longitudinal

Niveau	$F_i (t)$	$h_i (m)$	$M_{renv} (t.m)$
RDC	90.231	2.97	267.9867
1	86.490	2.97	256.8744
2	85.860	2.97	255.0042
3	83.579	2.97	248.2287

4	80.815	2.97	240.0217
5	72.445	2.97	215.1622
6	64.751	2.97	192.3111
7	59.251	2.97	175.9749
8	47.404	2.97	140.7887
9	37.224	2.97	110.5559
10	26.225	2.97	77.88944
M_{renv}			$\Sigma 2180.798$

Vérifications:

$M_s / M_{Rx} = 5,93 > 1,5$vérifie

Sens transversal:

$M_s = 13728,58$ t.m

Tableau (V.7) : vérification au renversement Sens transversal

Niveau	F_i (t)	h_i (m)	M_{renv} (t.m)
RDC	128.311	2.97	381.0849
1	122.298	2.97	363.2262
2	121.621	2.97	361.2129
3	115.991	2.97	344.4939

4	109.066	2.97	323.9245
5	98.115	2.97	291.4013
6	83.969	2.97	249.3885
7	74.172	2.97	220.2899
8	58.454	2.97	173.6093
9	42.228	2.97	125.416
10	242.316	2.97	719.6785
M_{renv}			$\Sigma 3553.726$

Vérifications:

$M_s / M_{Ry} = 3,86 > 1,5 \dots$ vérifie

Donc : L'ouvrage est stable au renversement dans les deux

Justification de l'interaction portiques-voiles : RPA (Art 3.4)

Pour la justification de l'interaction portique-voiles, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Sens x-x :

Les sollicitations verticales totales de la structure : 443,052 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 656,948 KN

Donc :

$$656,948 / 443,052 = 1,48 \% \quad \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

Les sollicitations verticales totales de la structure : 59,28 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 40,72 KN

Donc :

$$40,72 / 59,28 = 0,69 \% \quad \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Bloc 03 :

Résultante des forces sismique :

Tableau (V-8) : force sismique a la base

	0.8V statique (kN)	V dynamique (kN)	
Suivant X	1245,55	672,66	Condition vérifiée
Suivant Y	1432,70	672,66	Condition vérifiée

Vérification de période :

Mode	Période [sec]	Période [sec] Fréquence [Hz]
1	0,665	1,503
2	0,615	1,626
3	0,429	2,331
4	0,173	5,784
5	0,167	5,989
6	0,117	8,536
7	0,083	12,056
8	0,081	12,411
9	0,077	13,005
10	0,071	14,017
11	0,065	15,281
12	0,064	15,546
13	0,064	15,722
14	0,060	16,726
15	0,0598	16,733
16	0,059	17,002

Les coefficients de participation modale :

a) sens longitudinal :

$$UX = 91,34 \% > 90 \% \quad \text{C.V}$$

b) sens transversal :

$$UY = 91,85 \% > 90\% \quad \text{C.V}$$

Vérification des déplacements :

Sens (X-X):

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$0.01H_{\text{etage}}$	observation
10	1,46	5	7,3	6,55	0,75	2.97	vérifiée
9	1,31	5	6,55	5,75	0,8	2.97	vérifiée
8	1,15	5	5,75	4,95	0,8	2.97	vérifiée
7	0,99	5	4,95	4,15	0,8	2.97	vérifiée
6	0,83	5	4,15	3,35	0,8	2.97	vérifiée
5	0,67	5	3,35	2,6	0,75	2.97	vérifiée
4	0,52	5	2,6	1,9	0,7	2.97	vérifiée
3	0,38	5	1,9	1,25	0,65	2.97	vérifiée
2	0,25	5	1,25	0,75	0,5	2.97	vérifiée
1	0,15	5	0,75	0,3	0,45	2.97	vérifiée
RDC	0,06	5	0,3	0	0,3	2.97	vérifiée

Sens (Y-Y):

NIVEAU	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$0.01H_{\text{etage}}$	observation
10	1,37	5	6,85	6,25	0,6	2.97	vérifiée
9	1,25	5	6,25	5,65	0,6	2.97	vérifiée
8	1,13	5	5,65	5	0,65	2.97	vérifiée
7	1,00	5	5	4,3	0,7	2.97	vérifiée
6	0,86	5	4,3	3,55	0,75	2.97	vérifiée
5	0,71	5	3,55	2,8	0,75	2.97	vérifiée
4	0,56	5	2,8	2,05	0,75	2.97	vérifiée
3	0,41	5	2,05	1,35	0,7	2.97	vérifiée
2	0,27	5	1,35	0,7	0,65	2.97	vérifiée
1	0,14	5	0,7	0,25	0,45	2.97	vérifiée
RDC	0,05	5	0,25	0	0,25	2.97	vérifiée

L'Effort Normal Réduit :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Etage	N_d (kN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (MPa)	V	condition
RDC	-1924.96	3025	25	-0.025	C.V
1	-1701.84	3025	25	-0.023	C.V
2	-1491.93	2500	25	-0.024	C.V
3	-1298.18	2500	25	-0.021	C.V
4	-1117.42	2500	25	-0.018	C.V
5	-943.534	2025	25	-0.019	C.V

6	-780.825	2025	25	-0.015	C.V
7	-628.326	2025	25	-0.012	C.V
8	-478.463	1600	25	-0.012	C.V
9	-331.666	1600	25	-0.008	C.V
10	-196.644	1600	25	-0.005	C.V

Vérification de l'effet P-Delta :

NIVEAU	PK(T)	ΔK_x (cm)	ΔK_y (cm)	V_{K_x} (T)	V_{K_y} (T)	hK (cm)	θ_{KX}	θ_{KY}
RDC	1452.6681	0.3	0.25	78.795	102.332	297	0.019	0.012
1	1293.751	0.45	0.45	74.438	92.793	297	0.026	0.021
2	1130.086	0.5	0.65	71.604	88.349	297	0.027	0.028
3	867.347	0.65	0.7	67.122	82.362	297	0.028	0.025
4	861.310	0.7	0.75	65.862	81.119	297	0.031	0.027
5	712.903	0.75	0.75	58.892	70.343	297	0.031	0.026
6	588.224	0.8	0.75	54.103	64.105	297	0.029	0.023
7	461.928	0.8	0.7	47.173	54.468	297	0.026	0.020
8	330.039	0.8	0.65	38.735	43.201	297	0.023	0.017
9	212.262	0.8	0.6	29.295	31.022	297	0.020	0.014
10	92.1773	0.75	0.6	22.646	24.4244	297	0.010	0.008

Vérification au renversement :

▮ Sens longitudinal :

$M_{stab} = 10924,2 \text{ t.m}$

Tableau (V.9) : vérification au renversement Sens longitudinal

Niveau	$F_i (t)$	$h_i (m)$	$M_{rev} (t.m)$
RDC	78.795	2.97	234.0203
1	74.438	2.97	221.0797

2	71.604	2.97	212.6639
3	67.122	2.97	199.352
4	65.862	2.97	195.6101
5	58.892	2.97	174.9095
6	54.103	2.97	160.6865
7	47.173	2.97	140.105
8	38.735	2.97	115.0441
9	29.295	2.97	87.00704
10	22.646	2.97	67.25981
M_{renv}			$\Sigma 1807.738$

Vérifications:

$M_s / M_{Rx} = 6,04 > 1,5 \dots$ vérifie

Sens transversal:

$M_s = 10924,2 \text{ t.m}$

Tableau (V.10) : vérification au renversement Sens transversal

Niveau	$F_i (t)$	$h_i (m)$	$M_{renv} (t.m)$
RDC	102.332	2.97	303.9272
1	92.793	2.97	275.5949

2	88.350	2.97	262.398
3	82.362	2.97	244.6145
4	81.119	2.97	240.9234
5	70.343	2.97	208.9196
6	64.105	2.97	190.3916
7	54.468	2.97	161.7694
8	43.201	2.97	128.3055
9	31.022	2.97	92.13504
10	24.424	2.97	72.54047
M_{renv}			Σ 2181.52

Vérifications:

$M_s / M_{Ry} = 5 > 1,5 \dots$ vérifie

Donc : l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens

Justification de l'interaction portiques-voiles : RPA (Art 3.4)

Pour la justification de l'interaction portique-voiles, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Sens x-x :

Les sollicitations verticales totales de la structure : 313,50 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 786,50 KN

Donc :

$786,50 / 313,52 = 2,51 \%$  vérifiée

Sens y-y :

Les sollicitations verticales totales de la structure : 231,53 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 868,47 KN

Donc :

$868,47 / 231,53 = 3,75 \%$  vérifiée

V.7) Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Ferrailage des éléments structuraux

VI.1) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

On a 4 types de poteaux à étudier :

Type 1 (55 × 55) cm²

Type 2 (50 × 50) cm²

Type 3 (45 × 45) cm²

Type 4 (40 × 40) cm²

a. Armatures longitudinales proposés par le RPA99

Les armatures doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.

Selon le paragraphe 7.4.2.1.

- Le pourcentage minimum imposé est :

$$A_{\min} = 0,8 \% \times b \times h \rightarrow \text{zone II}$$

- Le pourcentage maximum imposé est :

$$A_{\max} = 4 \% \times b \times h \rightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6 \% \times b \times h \rightarrow \text{zone recouvrement}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est : $\varnothing_{\min} = 12 \text{ m}$
- La longueur de recouvrement minimale est : $40 \varnothing \rightarrow \text{zone II}$
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{zone II}$

b. Armatures minimales imposés par BAEL :

$$A_{\min} = \max (0,2 \times b \times h/100 ; 4 \text{ cm}^2)$$

c. Détermination de la zone nodale :

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre – poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 6.1.

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

$$h' = \max (297/6 ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 h' \text{ poutre} = 100 \text{ cm}$$

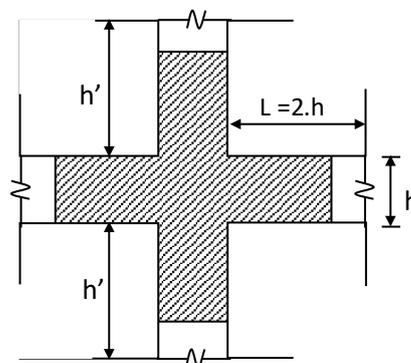


Fig (VI.1) : Zone nodale

d. armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{Ak}{t} = \frac{\delta_a V_u}{ht \times f_a}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

ht : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

δ_a : est un coefficient correcteur qui contient compte l'élançement géométrique du poteau dans la direction considérée

t : est l'élançement des armatures transversales et les valeurs maximums de ce dernier sont fixées comme suit :

Zone nodale (pour zone II)

$$t \leq \min (10 \varnothing_{L \min} ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \quad \text{soit } t_1 = 10 \text{ cm}$$

Zone courante (pour zone II)

$$t' \leq 15 \varnothing_{L \min} \rightarrow t' = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \quad \text{soit } t' = 15 \text{ cm}$$

$\varnothing_{L \min}$ = Diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau

e. La quantité d'armatures transversales minimale :

At/t.b₁ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3 %

$\lambda_g \leq 3$: 0,8 %

$3 < \lambda_g < 5$: Interpole entre les valeurs limités précédentes

λ_g : est élançement géométrique du poteau

Avec : $\lambda_g = (L_f / a \text{ ou } L_f / b)$

a et **b** : dimensions de la section droite de poteau dans la direction de déformation considéré

L_f : Longueur de flambement

Calcul du ferrailage :

A l'aide du fichier des résultats donné par le **SAP2000** portant le nom Ah-mus ; on aura les résultats suivants en [KN] et [KN.m]

Bloc 03 :

Tableau (VI.1) : Récapitulatif des moments fléchissants et les efforts normales .

Type de poteau		RDC, 1 ^{er} étage	2,3, 4 ^{ème} étage	5,6, 7 ^{ème} étage	8,9, 10 ^{ème} étage
		(55 × 55)	(50 × 50)	(45 × 45)	(40 × 40)
Combinaisons 1,35G + 1,5 P 1 ^{er} cas	N _{max}	1924.96	1491.93	943.53	478.46
	M _{22 corr}	11.90	31.84	35.58	34.44
	M _{33 corr}	0.19	3.89	8.40	10.97
Combinaisons G + P ± 1,2 E 0,8 G ∓ E 2 ^{ème} cas	M _{33 max}	39.51	58.59	61.64	50.98
	N _{corr}	1827.56	1300.04	110.27	96.69
	M _{22 max}	70.36	144.96	135.86	83.61
	N _{corr}	1355.02	393.79	321.92	58.440
Combinaisons G + P ± 1,2^E 0,8 G ± E 3 ^{ème} cas	N _{min}	310.06	121.53	39.52	25.37
	M _{33 corr}	2.96	17.34	1.67	8.76
	M _{22 corr}	9.02	21.45	0.98	64.62
	V _{22 max}	20.45	37.75	40.98	33.39
	V _{33 max}	44.47	96.22	89.77	55.60

Exemple de calcul

Poteau (RDC) et 1^{er} étage :

$$S = (55 \times 55) \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe 2 – 2 et l'axe 3 – 3 car il existe deux moments M₂₂ et M₃₃.
On ferraille totale symétrique par rapport à ces deux axes.

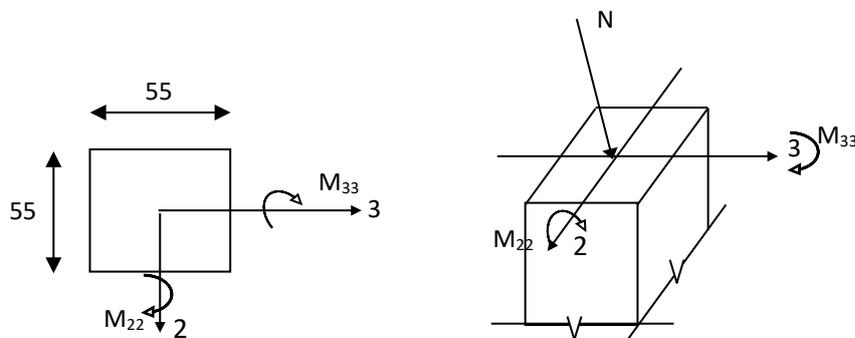


Fig (VI.2) : Sollicitations sur les poteaux

1^{er} cas :

ELU : (1,35 G + 1,5P)

Les sollicitations prises en compte

$$N_{\max} = 1924,96 \text{ KN}$$

$$M_{33} = 0,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{22} = 11,90 \text{ KN.m}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = 0,01 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} = 0,62 \text{ cm}$$

Etant donnée que les deux excentricités sont inférieures à la moitié de la hauteur du noyau centrale ($\frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$) on a donc, un compression centrée ce qui indique que la section sera calculée à la compression simple.

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N - 100 \sigma_b \times B}{\sigma_s \times 100} = \frac{1924,96 \times 10^3 - 100 \times 14,17 \times 55^2}{348 \times 100}$$

$$A_1 = -67,85 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$\lambda = 3,46 \frac{Lf}{b} = 3,46 \frac{0,7 \times 297}{55} = 13,09$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{13,09}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,82$$

$$A_2 = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$$

$$Br = (h - 2)(b - 2) = (55 - 2)(55 - 2) = 2809 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{1,15}{400} \left[\frac{1924,96 \times 10^3}{0,82} - \frac{2809 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A_2 = -82,06 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2 = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas : combinaison accidentelle (G + P ± 1,2 E ; 0,8G ± E)

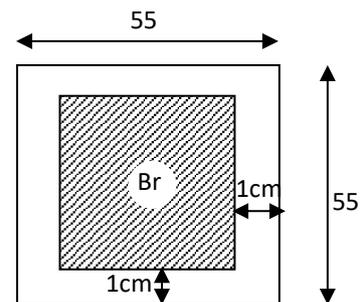


Fig (VI.3): Section réduite du béton

$$\mathbf{A:} \begin{cases} M_{33 \max} = 39,51 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 1827,56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_{G33} = M_{33}/N = 39,51 / 1827,56 = 0,0216 = 2,16 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$\underbrace{(0,337h - 0,81C)}_{\textcircled{1}} \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N(d - c) - M_1}_{\textcircled{2}} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$M_{1i} = N \left(\frac{h}{2} - c \right) + M = 1827,56 \times 10^3 (55/2 - 5) \times 10^{-2} + 39,51 \times 10^3 = 153733 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 3) \times 14,17 \times 55 \times 55 = 690330 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} = 1827,56 \times 10^3 (55 - 3) \times 10^{-2} - 153733 = 294020 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{153733}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,079 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,103$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,959$$

$$A_{FS} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{153733}{400 \times 0,959 \times 49,5} = 8,02 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{Fc} &= A_{FS} - N / 100 \times \sigma_s \\ &= 8,02 - 1827,56 \times 10^3 / 100 \times 400 \\ &= - 37,66 \rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

B:

$$\begin{cases} M_{22 \max} = 70,36 \text{ KN.m} \\ N_{\text{cor}} = 1355,02 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_{G22} = M_{22} / N = 70360 / 1355,02 = 5,19 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\textcircled{1} = 690330 \text{ N.m}$$

$$M_1 = 1355,02 \times 10^3 (55/2 - 3) \times 10^{-2} + 70,36 \times 10^3 = 402340 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} = 1355,02 \times 10^3 (55/2 - 3) \times 10^{-2} - 402340 = 70360 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{402340}{400 \times 55 \times 49,5^2} = 0,207 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\alpha = 0,293 \quad \beta = 0,883$$

$$A_{FS} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{402340}{400 \times 0,883 \times 49,5} = 22,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{FS} - N / 100 \times \sigma_s = 22,78 - 1355,02 \times 10^3 / 100 \times 400 = - 11,09 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \max (A, B) = 0 \text{ cm}^2$$

A :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 310,06 \text{ KN} \\ M_{33 \text{ cor}} = 2,96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$e_{G33} = M_{33} / N_{\min} = 2,96 / 310,06 = 0,095 \text{ m} \quad 9,50 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\textcircled{1} = 690330 \text{ N.m}$$

$$M_1 = 310,06 \times 10^3 (55/2 - 3) \times 10^{-2} + 2,96 \times 10^3 = 78920 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} = 310,06 \times 10^3 (55 - 3) \times 10^{-2} - 78920 = 82310 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{78920}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,041 \quad \rightarrow 0,041 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\alpha = 0,052 \quad \beta = 0,979$$

$$A_{FS} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{78920}{400 \times 0,979 \times 49,5} \rightarrow A_{FS} = 4,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = 4,03 - 310,06 \times 10^3 / 100 \times 400 = - 3,73 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

B:

$$\begin{cases} N_{\min} = 310,06 \text{ KN} \\ M_{22\text{cor}} = 9,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_{G22} = M_{22}/N_{\min} = 9,02/310,06 = 0,0291 \text{ m} \quad \rightarrow 2,91 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\textcircled{1} = 690330 \text{ N.m}$$

$$M_1 = 310,06 \times 10^3 (55/2 - 3) \times 10^{-2} + 9,02 \times 10^3 = 84980 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} = 310,06 \times 10^3 (55 - 3) \times 10^{-2} - 84980 = 76250 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{84980}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,044 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\alpha = 0,056 ; \beta = 0,978$$

$$A_{FS} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{78920}{400 \times 0,978 \times 49,5} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = 4,35 - 310,06 \times 10^3 / 100 \times 400 = - 3,40 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \max (A , B) = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :**1. Suivant les règles BAEL 91 :**

$$A_{1 \min} = \max (0,2 \times b \times h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max (6,05 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} = 6,05 \text{ cm}^2$$

2. Suivant RPA :

$$A_{2 \min} = 0,80 \% \times b \times h \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \times 55 \times 55 = 24,20 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{1 \min} ; A_{2 \min}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 6,05 ; 24,20)$$

$$A_{\max} = 24,20 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux (55 × 55) cm² du RDC et 1^{er} étage :

$$A = 24,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } \mathbf{8T20} \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effet tranchant :

$$T_{\max} = 44,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{44,47 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,50} \quad \tau_u = 0,161 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} < \min (0,15 f_{c28}/1,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Donc $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de cisaillement est vérifiée

Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6,67 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

Dans la zone courante :

$$St = \min (15 \varnothing_{\min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}) = \min (15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

Dans la zone nodale :

$$St \leq 15 \varnothing_{L\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

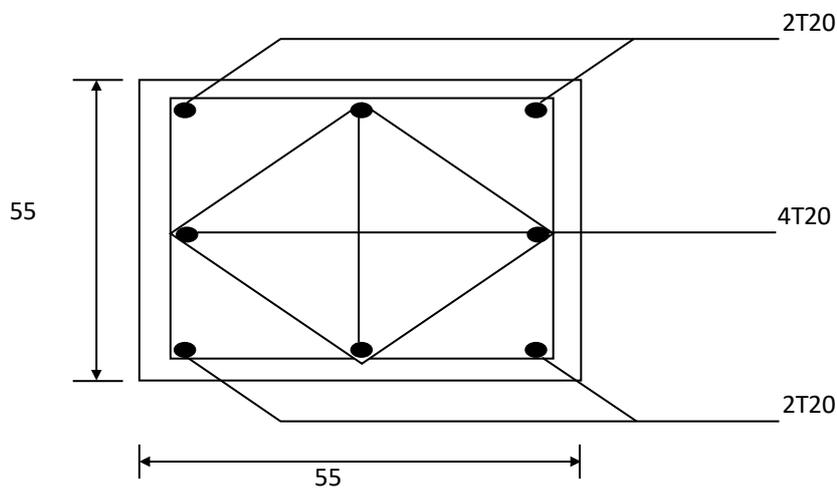


Fig (VI.4): disposition des armatures

Détermination de la zone nodale :

Selon RPA99 article 7.4.2.1

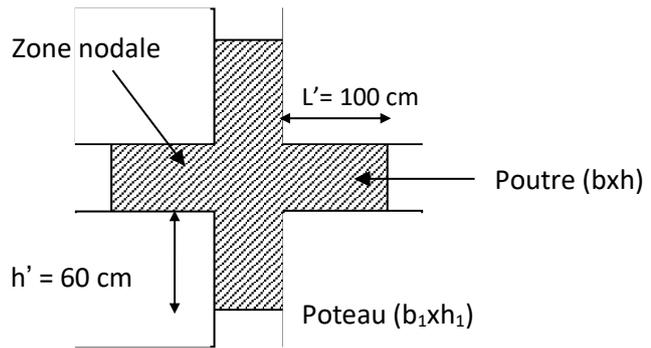
$$L' = 2 \times h = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{297}{6} ; 55 ; 55 ; 60 \right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ L' = 110 \text{ cm} \end{cases}$$



Recouvrement les barres longitudinales :

$$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Fig (VI.5): Disposition de la zone nodale

On prend $L_R = 80 \text{ cm}$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment.

Tableau(VI.2) : Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux

Type	Niveau	Sections des poteaux	A_{adop} (cm ²)	Le choix	Section (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
01	RDC	(55 × 55)	24,20	8T20	25,13	80
	1 ^{er} étage					
02	2 ^{ème} étage	(50 × 50)	20	4T20 + 4T16	20,61	80
	3 ^{ème} étage					
	4 ^{ème} étage					
03	5 ^{ème} étage	(45 × 45)	16,20	4T20 + 4T12	17,09	80
	6 ^{ème} étage					
	7 ^{ème} étage					
04	8 ^{ème} étage	(40 × 40)	12,5	4T16 + 4T12	12,56	70
	9 ^{ème} étage					
	10 ^{ème} étage					

Remarque :

le ferrailage des poteaux sont le même pour les autres bloc

VII.2) Ferrailage des poutres :**Bloc 03 :**

A) Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale (PP):

B) Section de calcul:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

C) Les sollicitations de calcul:

ELU:

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximaux pour le calcul à l'ELU sont ceux obtenus par combinaisons d'actions suivantes:

Situation durable est transitoire:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ \text{Situation accidentelle} \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow M_{u\max}; T_{u\max}$$

ELS:

Le moment fléchissant à l'ELS est obtenu par la combinaison suivante : $G + Q \Rightarrow M_{s\max}$

Donc les valeurs des sollicitations sont dans les tableaux suivant :

Tableau (VI-3) : les sollicitations obtenus par sap2000

	Mt(travée) kN.m	Ma(appui) kN.m	Tmax(KN)
ELU	169.46	132.903	267.642
ELS	62.99	96.36	//

❖ **Les armatures longitudinales:**

Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91[1]:

$$A_{\min} = 0,23 * 0,35 * 0,45 \frac{2,1}{400} = 1.90 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures longitudinales selon le **R.P.A 99**[2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,005 * 35 * 50 = 8.75 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 0.04 * 35 * 50 = 70 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone courante} \\ A_{\max} = 0.06 * 35 * 50 = 105 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

➤ **E.L.U :**

- **En travée :**

$$M_{\text{trav u}} = 169.46 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{trav u}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{169.46 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,35 \cdot 0,45^2} = 0,169 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,233; \beta = 0,907$$

$$A = \frac{M_{trav u}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{169.46 \cdot 10}{348 \cdot 0,45 \cdot 0,907} = 11,93 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :** $M_{tra s} = 62.99 \text{ kN.m}$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} A' \notin \text{ Si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_{tra u}}{M_{tra s}} = \frac{169.46}{62.99} = 2.69 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,595 > \alpha$$

$$= 0,233 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

• **En appui :**

$$M_{app u} = 132,903 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{app u}}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{132.903 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,35 \times 0,45^2} = 0,132 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,178; \beta = 0,929$$

$$A = \frac{M_{trav u}}{\sigma_s d \beta} = \frac{132.903 \cdot 10}{348 \cdot 0,45 \cdot 0,929} = 9,14 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :** $M_{a s} = 96.36 \text{ kN.m}$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} A' \notin \text{ Si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_{app u}}{M_{apps}} = 1.38 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 > \alpha = 0,178 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

$$A_{\text{final}} = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min BAEL}} ; A_{\text{min RPA}})$$

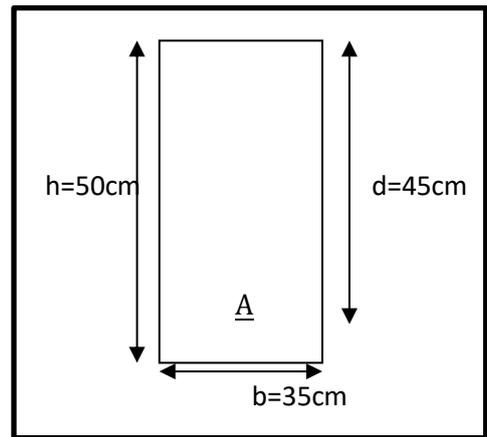


Fig (VI-6): Schéma de calcul PP

$$A_{\text{final}}(\text{en travée}) = \text{Max} (11.93 ; 1.90 ; 8.75)$$

$$A_{\text{final}}(\text{en appuis}) = \text{max}(9.14 ; 1.31 ; 6)$$

Choix des armatures :

$$\text{En travée: } A = 8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui: } A = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne c- à- d :

$$\tau_u < \tau_{\text{adm}} [1]$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} \quad T_{u \text{ max}} = 267.642 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{267.642 \times 10^{-3}}{0,35 * 0,45} = 1,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 3,333\text{MPa} \rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Les armatures transversales (cadres+étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

❖ **Calcul des armatures transversales:**

- Diamètre des armatures transversales

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

$$\text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm} \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{500}{35}; 12; \frac{350}{10} \right) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm} \Rightarrow$$

- ◆ Espacement des armatures transversales:

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min(12.5 ; 14.4) = 12,5 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ cm}$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

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

- Section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003S_t b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Recouvrement des barres longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ dans la zone II.

◆ Pour $\phi = 14 \text{ cm}$

$$L_r = 40 * 14 = 60 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures tendues:

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{tj}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Barre à HA courantes}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Longueur de scellement droit: $L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \bar{\tau}_s} = \frac{1,4 * 400}{4 * 2,84} = 49,3 \text{ cm}$

D) Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre secondaire (PS):

E) Section de calcul:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc les valeurs des sollicitations sont dans les tableaux suivant:

Tableau (VI.4) : les sollicitations obtenus par sap2000

	Mt(travée) kN.m	Ma(appui) kN.m	Tmax(KN)
ELU	56	93	215.68
ELS	20.36	43.55	//

❖ Les armatures longitudinales:

Calcul des armatures longitudinales selon le **BAEL 91[1]**:

$$A_{\min} = 0,23 * 0,30 * 0,36 \frac{2,1}{400} = 1,31 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures longitudinales selon le **RPA 99[2]**:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,005 * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 0,04 * 30 * 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 0,06 * 30 * 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

➤ **E.L.U :**

• En travée :

$$M_{trav u} = 56 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{trav u}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{56 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,30 \cdot 0,36^2} = 0,102 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,135 ; \beta = 0,946$$

$$A = \frac{M_{trav u}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{56 \cdot 10}{348 \cdot 0,36 \cdot 0,946} = 4,73 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :** $M_{tra s} = 20,36 \text{ kN.m}$

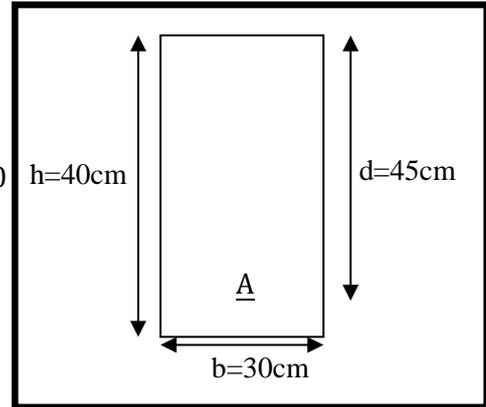


Fig (VI-7): Schéma de calcul PP

$$\gamma = \frac{M_{tra u}}{M_{tra s}} = \frac{56}{20,36} = 2,75 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1,13 > \alpha = 0,135 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

• En appui :

$$M_{app u} = 93 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{app u}}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{93 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,30 \cdot 0,36^2} = 0,169 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,233 ; \beta = 0,907$$

$$A = \frac{M_{app u}}{\sigma_s d \beta} = \frac{93 \cdot 10}{348 \cdot 0,36 \cdot 0,907} = 8,18 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :** $M_{a s} = 43,55 \text{ kN.m}$

$$\gamma = \frac{M_{app u}}{M_{apps}} = 2,14 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 > \alpha = 0,233 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

$$A_{final} = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min \text{ BAEL}} ; A_{min \text{ RPA}})$$

$$A_{final}(\text{en travre}) = \text{Max} (4,73 ; 1,31 ; 6)$$

$$A_{final}(\text{en appuis}) = \text{max}(8,18 ; 1,31 ; 6)$$

Choix des armatures :

En travée: $A = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$

En appui: $A = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{215.68 \times 10^{-3}}{0,30 * 0,36} = 1.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 3,333\text{MPa} \rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

—→ Les armatures transversales (cadres+étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

❖ **Calcul des armatures transversales:**

- Diamètre des armatures transversales

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

$$\text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm} \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; 12; \frac{300}{10}\right) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow$$

- ◆ Espacement des armatures transversales:

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ cm}$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

- Section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003S_t b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Recouvrement des barres longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ dans la zone II.

- ◆ Pour $\phi = 14 \text{ cm}$

$$L_r = 40 * 14 = 60\text{cm}$$

Ancrage des armatures tendues:

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{tj}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Barre à HA courantes}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,84 \text{MPa}$$

- Longueur de scellement droit:
$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \bar{\tau}_s} = \frac{1,4 * 400}{4 * 2,84} = 49,3 \text{cm}$$
 - **Résume le ferrailage des poutres dans le tableau suivant :**

Bloc 03:

Type des poutres	En travée	En appui
Poutre principale	8T14	6T14
Poutre secondaire	4T14	6T14

Bloc 01:

Type des poutres	En travée	En appui
Poutre principale	6T14	4T12+4T14
Poutre secondaire	4T14	4T14

Bloc 02:

Type des poutres	En travée	En appui
Poutre principale	6T14	6T14
Poutre secondaire	4T14	6T14

Chapitre VII

Ferraillage des éléments structuraux

Ferrailage des éléments structuraux

VII.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), 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.2) voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- ♦ Des aciers verticaux
- ♦ Des aciers horizontaux.

Pourquoi on utilise les murs voiles ?

Les murs voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé, compte tenu de leur comportement, considéré grande rigidité en plan contribue à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs.

Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Les positions des voiles :

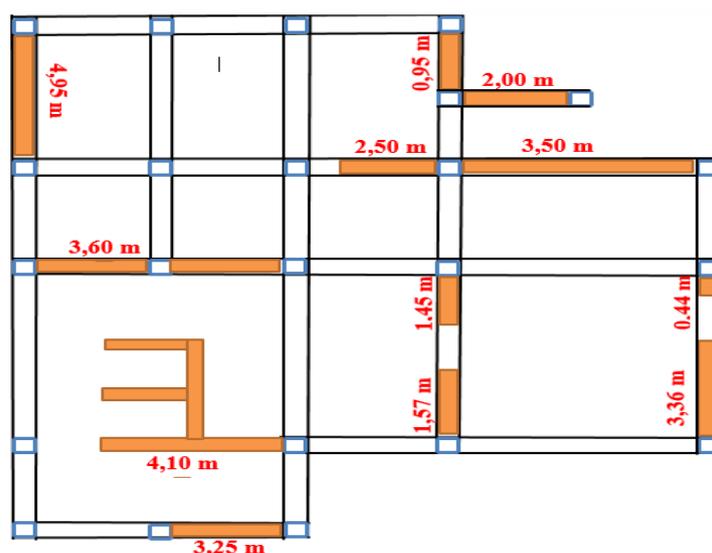


Fig (VII-1) : Position 01

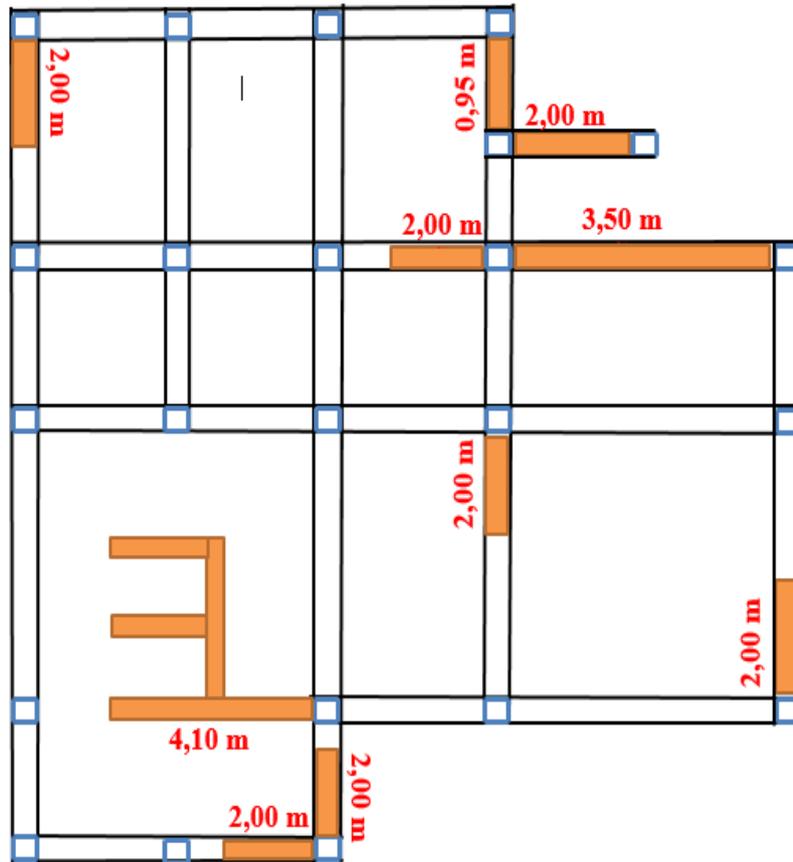


Fig (VII-2) : Position 02

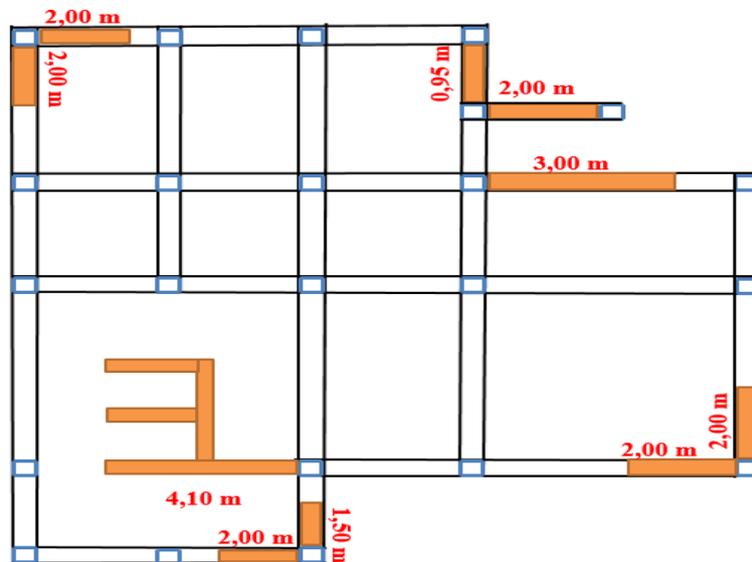


Fig (VII-3) : Position 03

La masse modale

C'est la masse équivalente correspondant au mode de vibration d'une structure. C'est la masse fictive à la fréquence de vibration du mode correspondant

	Position	périod T	masse modal	
			sum ux	sum uy
BOLC 1	figure 1	0,91	88,15	91,35
	figure 2	0,84	91,15	91,75
	figure 3	0,60	93,52	94,67
BOLC 2	figure 1	13,57	93	89
	figure 2	0,98	95	89
	figure 3	0,74	91,90	92,22
BLOC 3	figure 1	1,21	85,07	87,92
	figure 2	0,63	91,97	91,93

Pour déterminer la meilleure position des voiles, nous avons choisi 03 variantes représentées dans la figure 1,2 et 3.

- pour le bloc 01 on remarque que la période pour la position 01 dépasse la période empirique (soit 0,90), et la masse modale est inférieure à 90%
- pour la position 02 on remarque que la période est 0,84 donc elle est inférieure à la période empirique et la masse modale est supérieure à 90% donc cette position est mieux que la position 01 d'un point de vue technique.
- pour la position 03 on remarque que la période égale à 0,6 et la masse modale est augmentée par rapport à la position 01 et 02.

Après le calcul et l'analyse des résultats on a choisi la position 03 lorsque elle la plus avantage d'un point de vue économique, car le nombre des voiles est moins que les positions précédentes, et techniquement lorsque elle vérifie la période et le pourcentage de répartition de la masse modale.

A	B	C
$(0.337h - 0.81d')bhf_{bc}$	$N(d - d') - M$	$(0.5h - d)bhf_{bu}$

Le tableau ses dessous représentée les sollicitations obtenues dans le sap2000 :

Bloc 02:

Tableau (VII-1) : Les sollicitations obtenues par le sap2000.

Niveau	Combinaisons	F ₁₁ [kN]	M ₁₁ [kN.m]	F ₂₂ [kN]	M ₂₂ [kN.m]	V ₁₃ [kN]
RDC +dernier Niveau	1,35G+1,5Q	-250.33	-13.37	-1251.6	-21.12	8.14
	0.8G±E	-312.04	-20.69	-1560.2	-10.73	//
	G+Q±E	-371.73	24.69	-1858.66	-17.34	//
	G+Q±1.2E	278.48-	-4.25	-1392.39	-17.84	//

- Calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait à la flexion composée (organigramme voir l'annexe) d'une bande d'un mètre de section (0,20m×1ml) pour tous les étages courants.

Le ferrailage constitué de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal) :

$$M = -24.69 \text{ kN.m} \quad N = -1858.66 \text{ kN}$$

$$h = 0,20 \text{ m} \quad d = 0,9 \times h = 0,18 \text{ m} \quad b = 1 \text{ ml}$$

$$d' = 0.03$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{24.69}{1858.66} = 0,013 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

⇒ *Vérification si la section est entièrement comprimée :*

$$\underbrace{N(d - d')}_{\textcircled{1}} - \underbrace{M_1}_{\textcircled{2}} \geq (0,337 h - 0,81 d') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$\textcircled{1} = 1858,66 \times (0,18 - 0,03) - 303,49 = -24,68 \text{ KN.m}$$

$$\textcircled{2} (0,337 \times 0,20 - 0,81 \times 0,03) \times 0,20 \times 1 \times 14,17 \times 1000 = 122,15 \text{ KN.m}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$ SPC : Donc la section sera calcul à la flexion simple avec un moment M_1 par rapport à l'armature tendue.

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_{\text{u}}}{\sigma_{\text{bc}} \times b \times d^2} = \frac{154,79 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,18^2} = 0,337 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\alpha = 0,537 \quad \beta = 0,785$$

$$A_1 = \frac{M_{\text{u}}}{\sigma_{\text{bc}} \times \beta \times d} = \frac{154,79 \times 10}{348 \times 0,785 \times 0,18} = \frac{154,79 \times 10}{348 \times 0,785 \times 0,18} = 27,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales :

$$A_{\text{min}} = 0,15 \% \times b \times h$$

$$A_{\text{min}} = 0,0015 \times 20 \times 100$$

$$A_{\text{min}} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_1 ; A_{\text{min}}) = \max (27,37 ; 3) = 27,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

$$S \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm}) \quad (\text{RPA 99 paragraphe 7.7.4.3.})$$

a : épaisseur du voile

$$S \leq \min (30 ; 30) \text{ cm} \Rightarrow S_{\text{t}}=20 \text{ cm zone courante} ; S_{\text{t}}=10 \text{ cm zone nodale}$$

Soit S = 15 cm pour les aciers horizontaux.

Armatures transversales : On prend le principe de **RPA99** ; que donne quatre épingles à chaque un mètre.

Soit : 4 épingles de $\Phi 6$

Le choix : «**A_{st} ⇒ 2*7T16**» de section 28.14 cm²/ml.

Vérification à l'effort tranchant :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} ; \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd}$$

$$T_{u \text{ max}} = 8.14 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{8.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.045 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots C.V$$

Chapitre VIII

Etude des fondations

Etude des fondations

VIII.1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elle transmet les charges de la superstructure, elle constitue 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 au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le poids propre ou charge permanent, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

- Le choix de type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VIII.2) Choix du type des fondations :

Le type de fondation est choix essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
 - Le tassement du sol
 - Le mode constructif de la structure
- Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :
- ◆ Stabilité d'ouvrage (rigidité)
 - ◆ Facilité d'exécution (coffrage)
 - ◆ Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Différents types de fondations :

- ❖ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ❖ Semi profondes (les puits)
- ❖ Profondes (les pieux)
- ❖ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

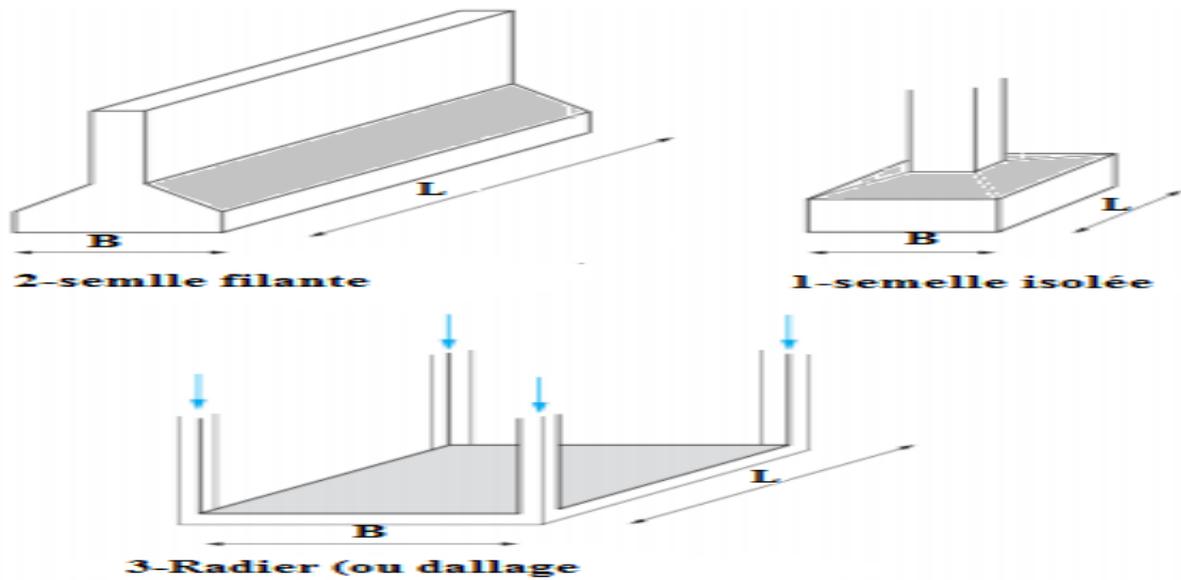


Fig (VIII-1) : type de fondation superficielle

VIII.3) Étude des fondations

1) Semelles isolées :

Les vérifications à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{o}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: L'effort normal dans la semelles

S: la surface de la semelle

$\overline{\sigma}_{o}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b)

Donc: S = A×B.

N_s=2991,5 KN.

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

$$\frac{2991,5 \times 10^{-3}}{B^2} \leq 0,15$$

$$B^2 \geq \frac{2991,5 \times 10^{-3}}{0,15}$$

$$B^2 \geq 19,94 \text{ m}^2$$

$$B \geq 4,47 \text{ m}$$

On prend

$$B=4,50 \text{ m}$$

Remarque :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passé alors à l'étude des semelles filantes.

2) Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de trois poteaux.

$$N = N_s + N_r$$

Avec :

N_r : L'effort normal de semelle filante.

$$N_r = 8,9 \times 1,5 \times 0,2 \times 25 = 66,75 \text{ KN}$$

$$N = 2991,5 + 66,75 \quad \longrightarrow \quad N = 3085,25 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{o,2} \quad \longrightarrow \quad B \geq \frac{3085,25 \times 10^{-3}}{0,15 \times 8,9} \quad \longrightarrow \quad B \geq 2,29 \text{ m}$$

On prend $B = 2,50 \text{ m}$

La distance existant entre les axes de deux portique parallel, on constant qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

Radier général

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calcul comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment L'effort normal supporte par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles

3) Pré dimensionnement

- Condition de coffrage :

➤ La nervure

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 5,65 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{565}{10} \quad h_t \geq 56,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_t = 60 \text{ cm}$$

La dalle:

$$h_r \geq \frac{565}{20} \quad h_r \geq 28,25 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_t = 35 \text{ cm}$$

Condition de rigidité:

$$l_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots (1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L_e: longueur élastique.

E: module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/ m}^2$

I : inertie de section de radier $I = \frac{b \times h^3}{12}$

K: capacité portante d'un sol moyen. $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/ m}^2$

b: largeur de radier on prend une bande d'un mètre

de (1) et(2) $\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4_{\max} \times K}{E \pi^4}} \quad h_t \geq 0,85 \text{ m}$

• **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma b} f_{c28} \dots\dots\dots (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times b$$

N_d: Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$V_d = 1924,96 \text{ KN}$

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{\text{adm}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{14029,459 \times 10^{-3}}{0,15} \Rightarrow S_{rad} \geq 93,52 \text{ m}^2$$

$S_{rad} < S_{bat} \quad S_{bat} = 106,49 \text{ m}^2$

Donc : $S_{rad} = S_{bat} = 106,49 \text{ m}^2$

$$V_d = \frac{1924,956 \times 5,65}{2 \times 106,49} \times 1 \Rightarrow V_d = 51,06 \text{ KN}$$

Dans $\Rightarrow (I) \quad \tau_u = 0,162 \text{ MPa} \leq 1,166 \text{ MPa}$

À partir de ces trois conditions on opte pour:

– h_t = 85 cm pour les nervures du radier.

– h_r = 35 cm pour la dalle du radier

Les Vérifications nécessaires :

Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour poteau le plus sollicité

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \dots\dots\dots (1) \quad \text{CBA (article A.5.2.42)}$

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \quad \begin{cases} A = 55 + 85 \\ B = 55 + 85 \end{cases} \quad \begin{cases} A = 140 \text{ cm} \\ B = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

Après le calcul on trouve : $U_c = 5,60 \text{ m}$

Donc : pour (1): $N_u = 1,92 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,60 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 3,57 \text{ MN} \dots \text{C.V}$

b) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

N: L'effort normal du aux charges verticales

$M_{x,y}$: Moment sismique à la base

$$N = 14029,459 \text{ KN}$$

$$M_x = 32482,456 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 27559,935 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} x_g = 5,80 \text{ m} \\ I_{xx} = 726,66 \text{ m}^4 \end{cases} \quad \begin{cases} y_g = 4,70 \text{ m} \\ I_{yy} = 1213,82 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Sens x – x :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = 0,391 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = 0,025 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,391 + 0,025}{4} = 0,3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Donc : la condition n'pas vérifier, nous avons prévu un débordement (D)

$$D \geq \text{Max} (h/2, 30\text{cm})$$

$$D \geq \text{Max} (130/2, 30\text{cm})$$

$$D \geq \text{Max} (65, 30\text{cm}) \quad D \geq 65 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_g = 5,875 \text{ m} \\ I_{xx} = 1039,10 \text{ m}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} y_g = 5,10 \text{ m} \\ I_{yy} = 1378,90 \text{ m}^4 \end{array} \right. \quad S = 119,85 \text{ m}^2$$

Sens x – x :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = 0,276 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = -0,042 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,276 - 0,042}{4} = 0,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sens y – y :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = 0,234 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = -0,0044 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,234 - 0,0044}{4} = 0,18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA 99 v 2003 (Art .10.1.5).**

Sens x – x :

$$e_x = \frac{27559,935}{14029,459} = 1,96\text{m} \leq \frac{B}{4} = \frac{11,75}{4} = 2,93 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$e_y = \frac{32482,456}{14029,459} = 2,31\text{m} \leq \frac{B}{4} = \frac{10,20}{4} = 2,55 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d) Vérification de la poussée hydrostatique :

$$P \geq F \times h \times S \times \gamma$$

F : coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d’ancrage du bâtiment = 1.5 m

S : surface totale du radier = 119,85 m²

γ = 10 KN/m³ (Poids volumique de l’eau)

$$P = N_{ser} = 2991,5 \text{ KN} \geq 1,5 \times 1,5 \times 119,85 \times 10 = 2696,63 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}, 4MPa)$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$ du radier

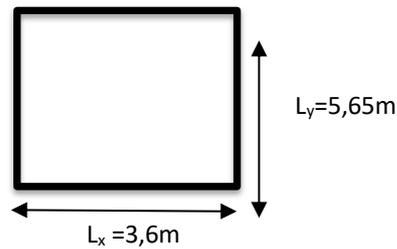
$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{14029,459 \times 10^{-3} \times 5,65 \times 1}{2 \times 119,85} = 0,331 MN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,331}{1 \times 0,315} = 1,05 MPa < 2,5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Ferraillage

➤ **La dalle du radier :**



Calcul des sollicitations :

Calcul a l'ELU :

Fig(VIII-2) : Dalle sur 4 appuis

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$N_{structure} = 14029,459 KN$$

$$N_{radier} = 4233,60 KN$$

$$N_{nervure} = 1992,9 KN$$

$$N_u = N_{structure} + N_{radier} + N_{nervure} = 16010,44 KN$$

$$Q_u = \frac{16010,44}{119,85} \quad Q_u = 133,59 KN/m^2$$

Le panneau le plus sollicité est:

$$L_x = 3,60 - 0,55 = 3,05 m$$

$$L_y = 5,65 - 0,55 = 5,10 m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,6 > 0,4$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases} \quad \mathbf{v=0}$$

Sens X-X: $M_0^x = \mu_x \times q_x \times l_x^2 = 102,15 KN.m$

Sens Y-Y: $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 30,11 KN.m$

En travée :

Sens X-X: $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 86,82 KN.m$

Sens Y-Y: $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 25,59 \text{ KN.m}$

En appui :

Sens X-X: $M_a^x = 0,5 \times M_0^x = 51,08 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y: $M_a^y = 0,5 \times M_0^y = 15,06 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau(VIII.1) Section d'armatures du radier général.

		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	86,82	7,11	4,35	5HA14=7.70	20
	Appui	51,08	4,14	4,35	5HA12=5.65	20
Sens y-y	Travée	25,29	2,06	4,35	5HA12=5.65	20
	Appui	15,06	1,21	4,35	5HA12=5.65	20

Condition de non fragilité :

On calcul A_{min} :

Section minimale de BAEL

$$\begin{cases} hr > 12 \\ \rho > 0,4 \end{cases} \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA feE400 $\rho \Rightarrow 0 = 0.0008$

$h_r = e = 40 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$\rho = 0,6$

$$A_{min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0,76}{2} \times 100 \times 40 \quad A_{min}^x = 3,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 40 \quad A_{min}^y = 3,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On vérifier que: $A_t^y > \frac{A_{min}^y}{4} \Rightarrow 3,20 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

a. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \tau_{lim}$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_{ux}; T_{uy})$$

$$T_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} \quad T_{ux} = \frac{133,59 \times 3,05}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{0,6}{2}\right)} = 204,49 \text{ kN/m}$$

$$T_{uy} = \frac{q_u \cdot L_y}{3} = 227,10 \text{ KN}$$

Alors:

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b \cdot d} = \frac{227,10 \times 10^{-3}}{1 * 0,36} = 0,631\text{MPa}$$

Donc

$$\tau_u = 0,631\text{MPa} \leq \tau_{lim} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Vérification a l'ELU :

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_{structure} = 10263,78 \text{ KN}$$

$$N_{radier} = 1198,50 \text{ KN}$$

$$N_{nervure} = 782,48 \text{ KN}$$

$$N_s = N_{structure} + N_{radier} + N_{nervure} = 12244,76 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{12244,76}{119,85} \quad Q_s = 102,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases} \quad \mathbf{v=0,2}$$

Sens X-X: $M_0^x = \mu_x \times q_x \times l_x^2 = 82,69 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y: $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 38,63 \text{ KN.m}$

En travée :

Sens X-X: $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 70,29 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y: $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 32,83 \text{ KN.m}$

En appui :

Sens X-X: $M_a^x = 0,5 \times M_0^x = 41,35 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y: $M_a^y = 0,5 \times M_0^y = 19,32 \text{ KN.m}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s \quad \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right] = 201,63$$

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

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$
x-x	M _t	70,29	1,43	15	Vérifiée	117,36	201,63	Non Vérifiée
	M _a	41,35	0,96	15	Vérifiée	93,42	201,63	Vérifiée
y-y	M _t	32,83	0,764	15	Vérifiée	74,17	201,63	Non Vérifiée
	M _a	19,32	0,45	15	Vérifiée	43,65	201,63	Non Vérifiée

Condition de non fragilité:

On calcul A_{min} :

Section minimale de BAEL

$$\begin{cases} hr > 12 \\ \rho > 0,4 \end{cases} \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA feE400 $\rho \Rightarrow 0 = 0.0008$

h_r = e = 40 cm

b = 100 cm

$\rho = 0,6$

$$A_{min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0,76}{2} \times 100 \times 40 \quad A_{min}^x = 3,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 40 \quad A_{min}^y = 3,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On vérifier que : $A_t^y > \frac{A_{min}^y}{4} \Rightarrow 3,20 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

a. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \tau_{lim}$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

VIII.4) Étude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en « T », noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple. Elles servent d'appuis pour la dalle du radier.

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties comme suite :

Les charges triangulaires :

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_x^2}{\sum l_x} \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \text{ dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux cotés, donc pour les poutres réservant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

Les charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_m = \frac{q_u}{2} \times \left(1 - \frac{\rho^2}{3} \right) \times l_x \\ q_v = \frac{q_u}{2} \times \left(1 - \frac{\rho}{2} \right) \times l_x \end{cases}$$

Avec :

q_m : charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

VIII.5) Calcul des sollicitations

On fait le calcul pour la nervure la plus sollicitée dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Avec :

$$q_u = 132,37 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 95,14 \text{ KN/m}^2$$

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{Pg \times l'_g{}^3 + Pd \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_d + l'_g)}$$

Avec : Les longueurs fictives $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{c'est si une trave intermediaire} \end{cases}$

Moments aux travées

$$M_t(x) = m_0(x) + m_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + m_d \times \frac{x}{l}$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{m_g - m_d}{q \times l}$$

➤ **Sens x-x :**

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	Ma(KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	V (KN)
				Mg	Md			
A-B	5.65	5.65	385.865	-1223.815	-848.827	3.03	270.742	256.626
B-C	3.25	3.25	158.471	-848.827	-196.924	2.89	807.992	119.396

Sollicitation sur la nervure sens X-X

➤ **Sens y-y :**

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	Ma(KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	V (KN)
				Mg	Md			
A-B	3.25	3.25	192.741	-239.510	-299.173	1.653	23.712	154.129
B-C	3.6	2.88	207.631	-222.173	-265.924	1.741	104.883	163.514
C-D	3.6	3.6	207.631	-265.924	-316.576	1.732	92.661	163.514

Sollicitation sur la nervure sens Y-Y

VIII.6) Ferrailage des nervures :

Le ferrailage se fera pour une section en ‘T’ en flexion simple avec les sollicitations maximums dans chaque sens

$$h=0,85 \text{ m}$$

$$h_0=0,40 \text{ m}$$

$$b_0=0,55 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{\text{entersous}}{2}; \frac{\text{portee}}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5,1}{2}; \frac{3,05}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,51\text{m}; 1,53\text{m}) \Rightarrow 0,50\text{m}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 0,5 + 0,5 \Rightarrow b = 1,5\text{m}$$

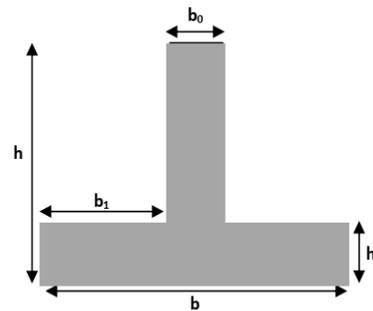


Fig (VIII-3): Coupe de la nervure défavorable

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

		$M_t(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	armateur	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Sens X-X	travée	104.883	6.09	14.32	9HA16	18.10
	appui	316.576	18.76	14.32	5HA20+4HA16	23.75
Sens Y-Y	travée	807.992	31.39	14.32	7HA20+2HA25	31.81
	Appui	-1223.815	48.42	14.32	5HA32+4HA25	59.85

Vérification à l'ELU :

a. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{256,626}{1,55 \times 0,76} = 0,218 \text{ MPa}$$

Donc

$$\tau_u = 0,218\text{MPa} \leq 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Calcul diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\phi_{Lmax}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = \text{Min}\left(32; \frac{850}{35}; \frac{550}{10}\right)$$

$$\text{Min}(32; 24,29; 55) \Rightarrow \phi_t \leq 24,29 \text{ mm.}$$

en prendre $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

• Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\phi_{Lmin}; \frac{h}{4}; 12 \right) \Rightarrow S_t = \text{Min} \left(16; \frac{85}{4}; 12 \right) = \text{Min} (16; 21,25; 12) \Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}.$$

en prendre : $S_t = 10 \text{ cm}$. zone nodale .

: $S_t = 15 \text{ cm}$. zone courante .

Vérification de ELS

Il faut vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{m_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{m_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right] = 201,63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$b \frac{y^2}{2} - nA(d - y) = 0 \quad I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 \text{ avec : } n=15$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau(VIII.2) : Vérification des contraintes dans les nervures

		M (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
Sens X-X	Travée	80,14	18,10	0,88	15	vérifier	57,57	201,63	vérifier
	Appui	-242,12	23,75	2,38	15	vérifier	133,70	201,63	vérifier
Sens Y-Y	Travée	617,95	31,81	5,39	15	vérifier	257,52	201,63	C.N.V
	Appui	935,98	59,85	6,43	15	vérifier	212,84	201,63	C.N.V

On remarque dans le tableau que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées dans le sens y-y

Donc on doit recalculer la section d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VIII.3): Vérification des contraintes dans les nervures après re-ferraillage.

		A _{adopt} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
Sens Y-Y	Travée	9HA25= 44,18	57,57	201,63	vérifier
	Appui	2HA25+7HA32= 66,12	133,70	201,63	vérifier

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateur, ont influencés profondément les méthodes de calcul.

Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans sa mémoire, ainsi pour réduire la distance entre le centre de gravité et centre de masse qui donne une réduction des effets de torsion aussi qui ont fournis des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature .

Enfin, on constate que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile placée dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

1. Règlements

📖 [1]BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.

📖 [2] RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.

📖 [3]Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

📖 [4]CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé 1993.

📖 [5]Béton Armé Guide de calcul

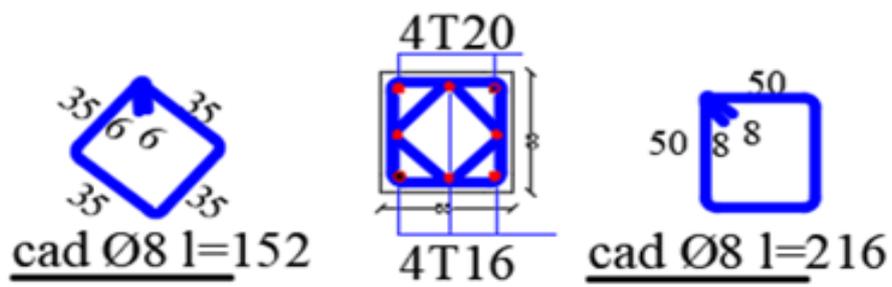
2. Memoires

[6] **BOUCHALA Cherif** « Etude d'un bâtiment (R+9) avec un système de contreventement mixte »Mémoire de PFE Master, Université Mohamed Khider-Biskra 2013/2014

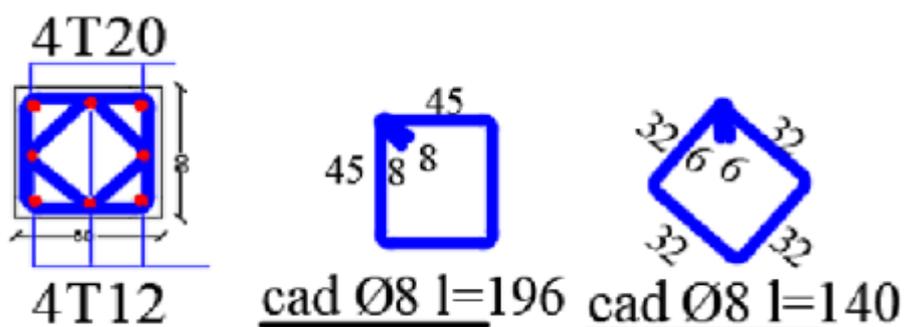
[7] **AISSAOUI Ismail, BENABDELKRIM Yasmina** « Etude d'un Bâtiment (R+8) +S-SOL) en béton armé a usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte. » Mémoire de PFE Master, Université d'Adrar 2017/2018

[8] **Mr. MOULELKAF Tahar, Mr. BOUDJEMAA Toufik** « Etude d'un Bâtiment (R+8 +Entre sol) a usage d'habitation et service contreventé par un système mixte. (Voile – portique) Mémoire de PFE Master, Université Abderrahmane MIRA- Bejaia 2017

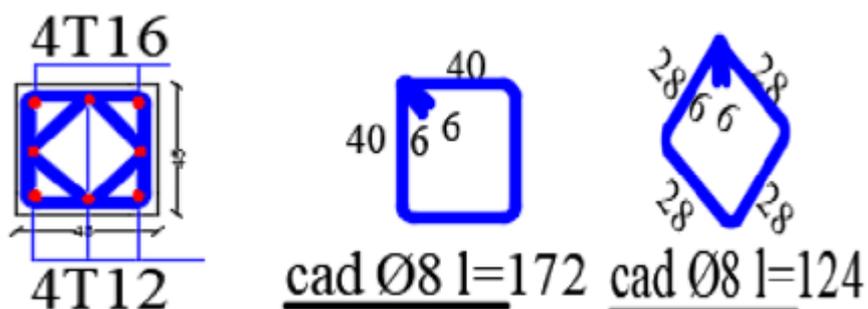
Annexe A



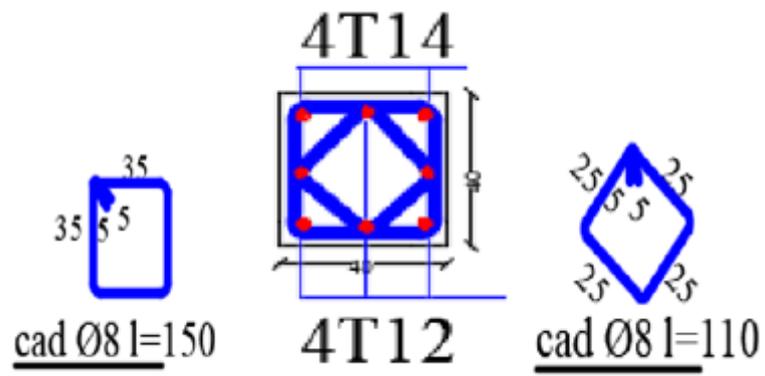
Ferrailage de poteau 55 x 55



Ferrailage de poteau 50 x 50

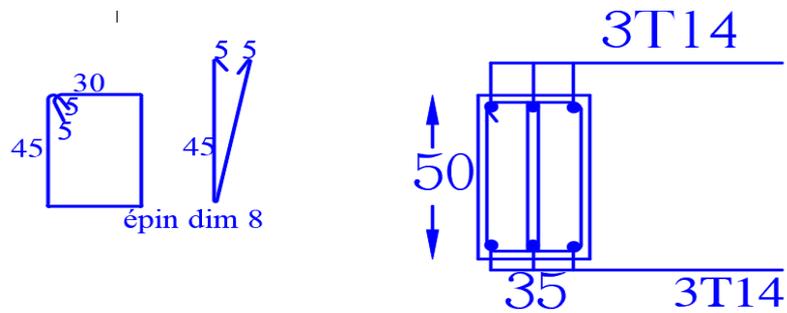


Ferrailage de poteau 45 x 45

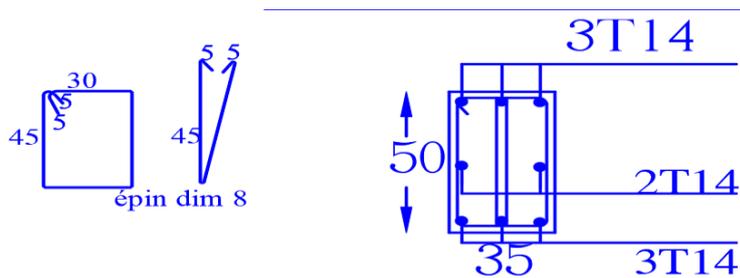


Ferrailage de poteau 40 x 40

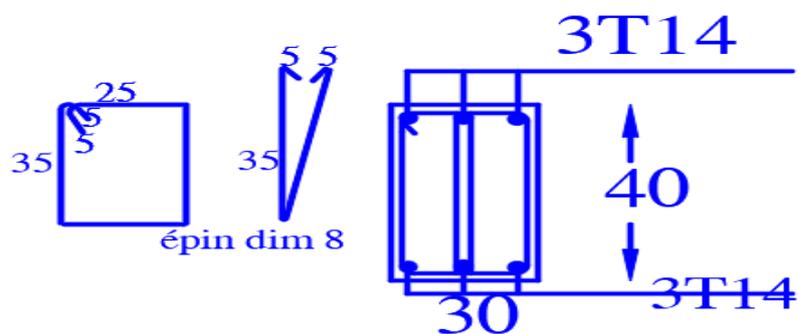
Annexe B



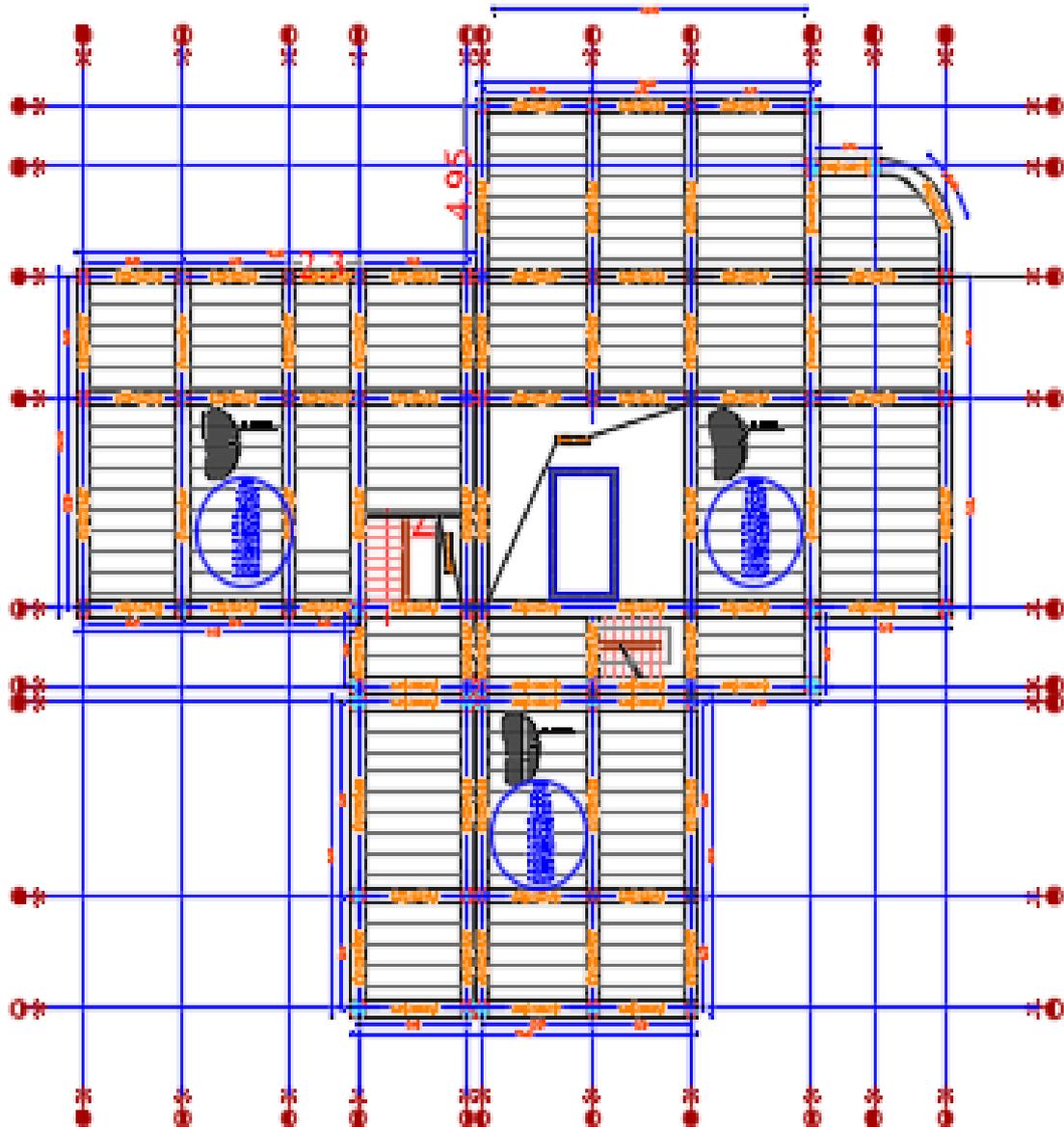
Ferraillage de poutre principale en appui



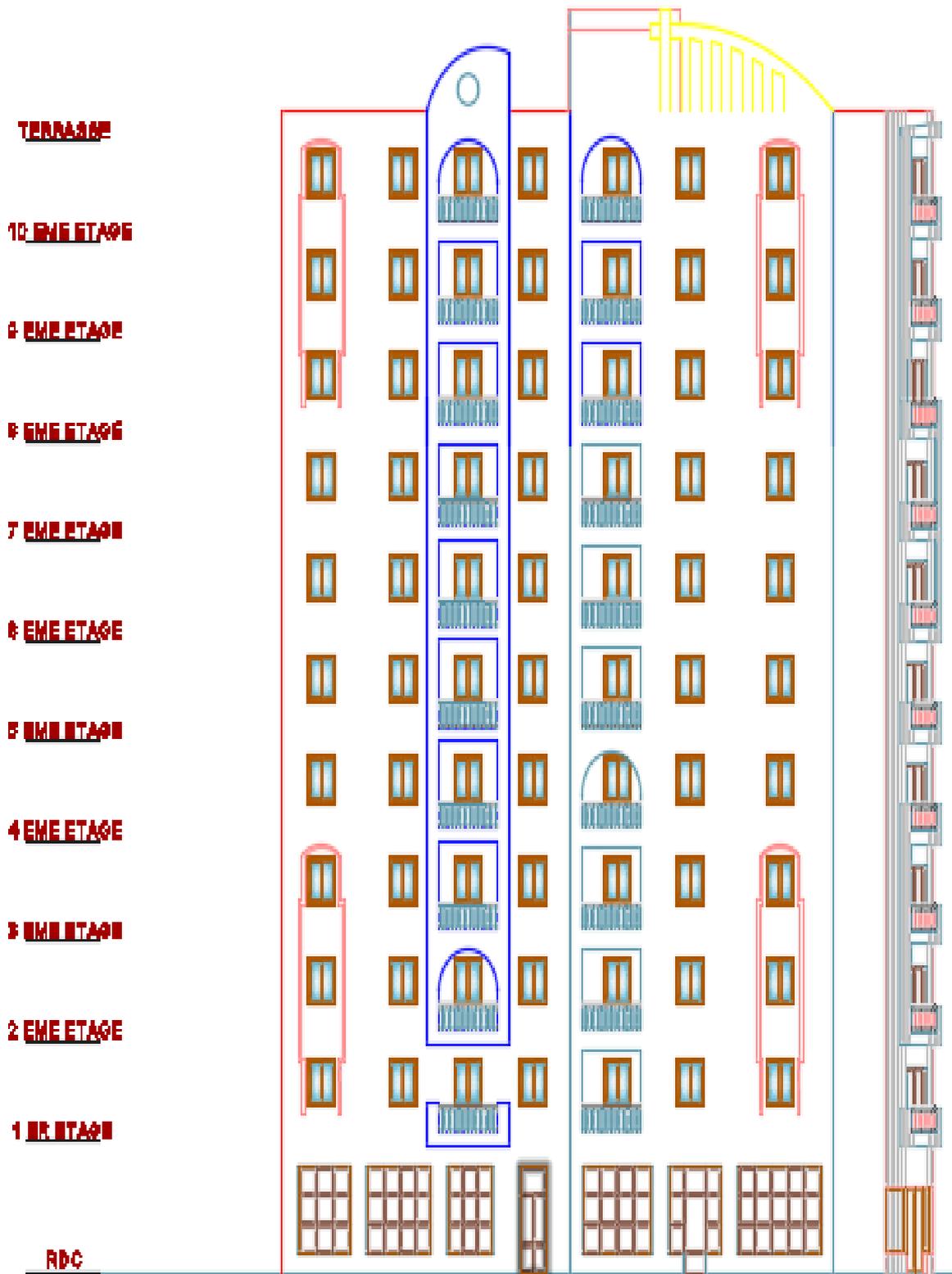
Ferraillage de poutre principale en travée



Ferraillage de poutre secondaire en appui



Plan de planche



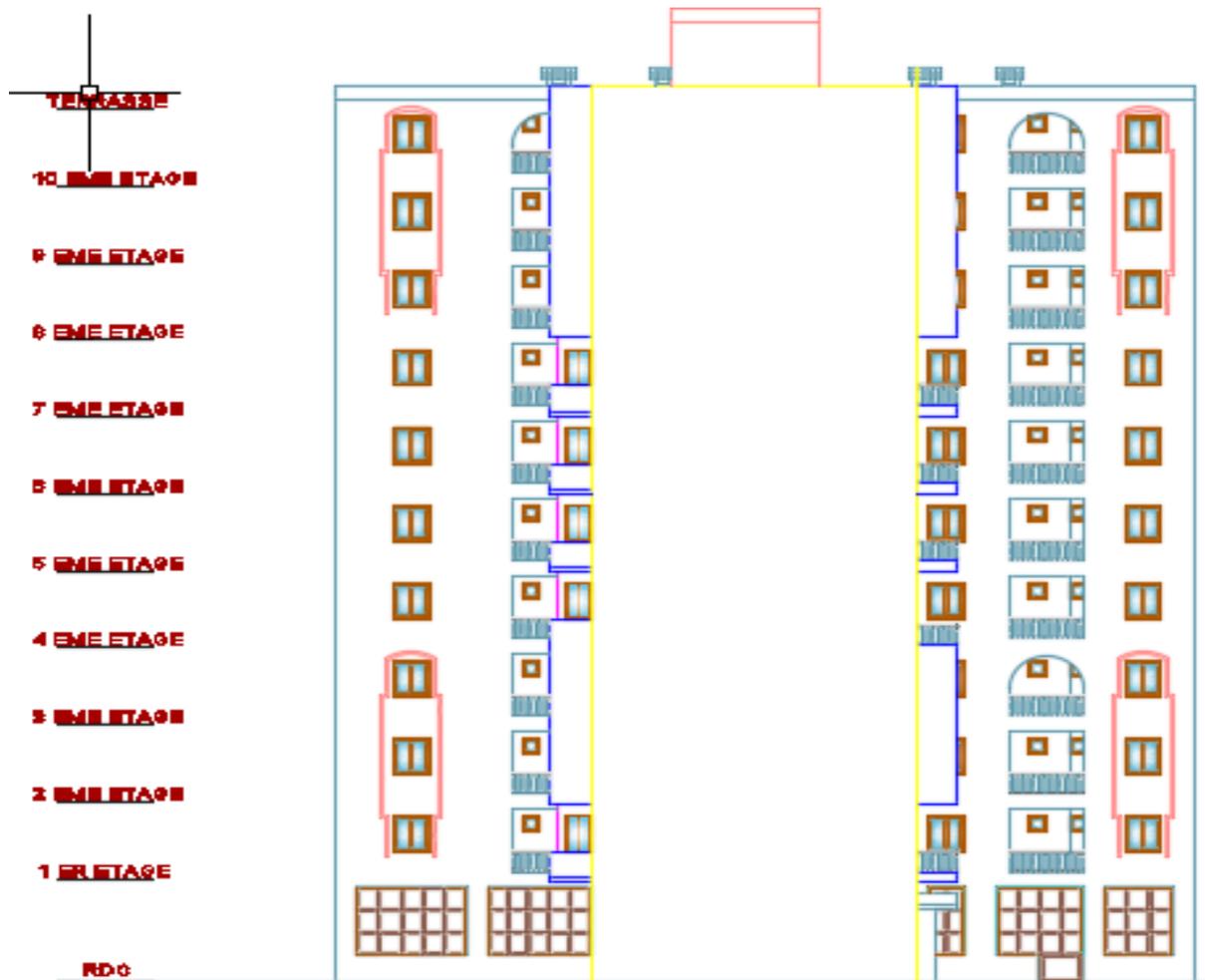
Plan de façade principale



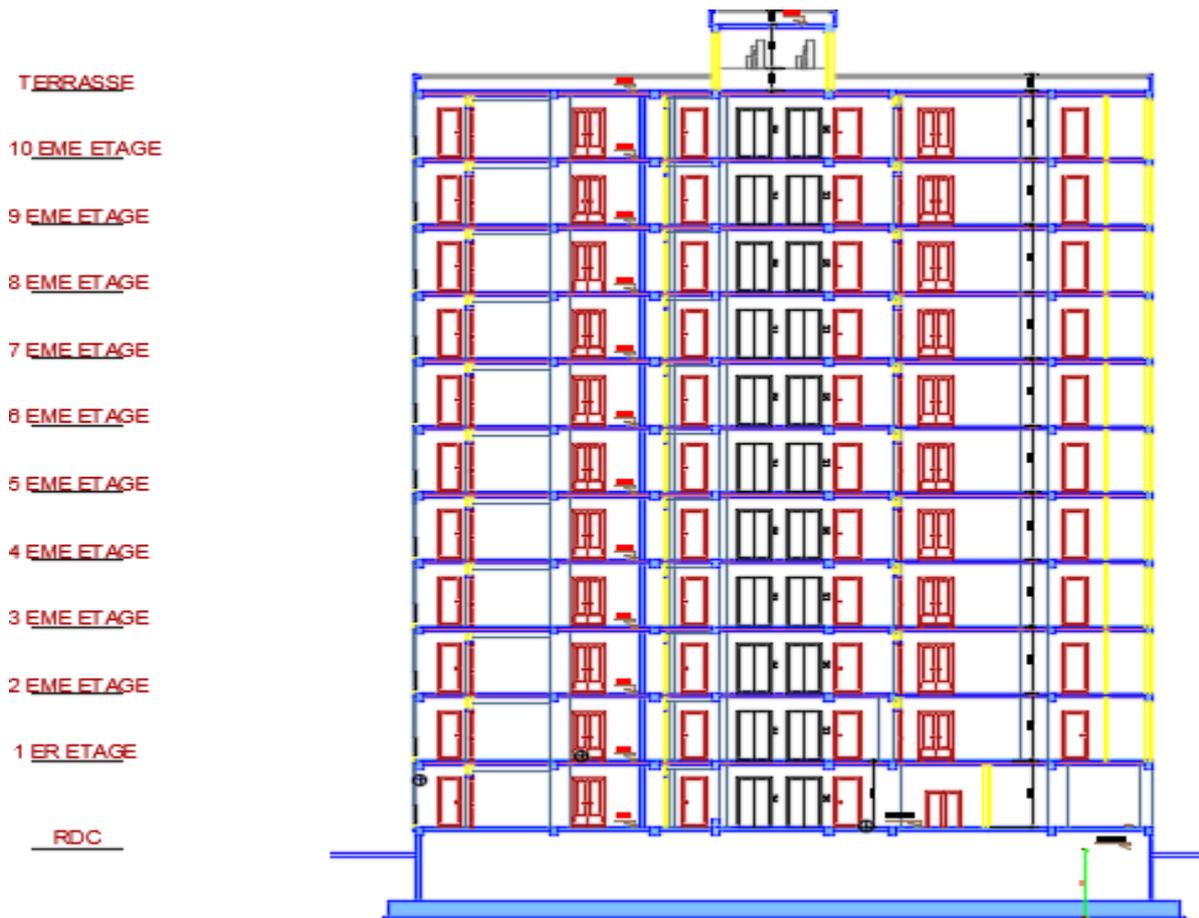
Plan de façade laterale gauche



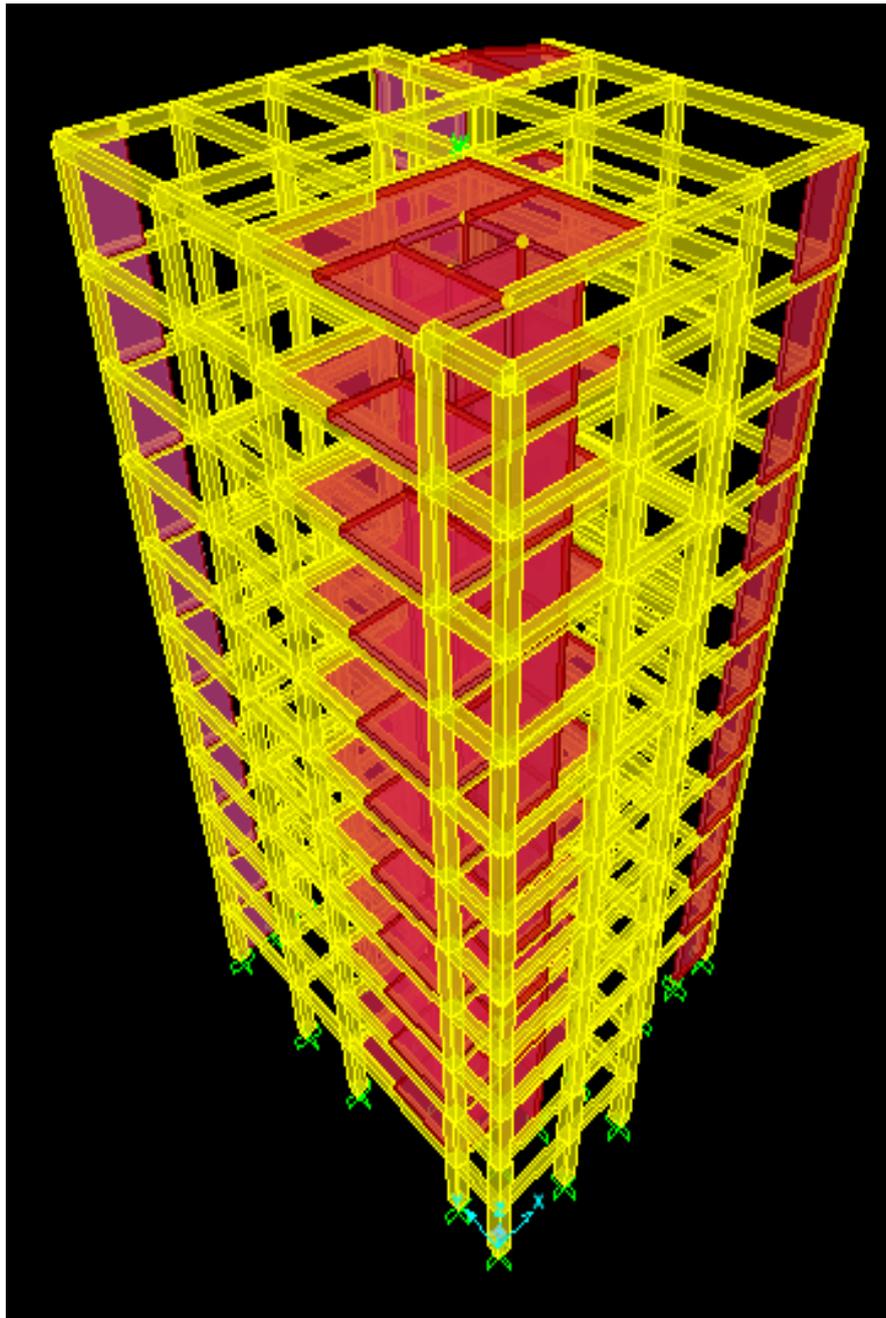
Plan de façade laterale droite



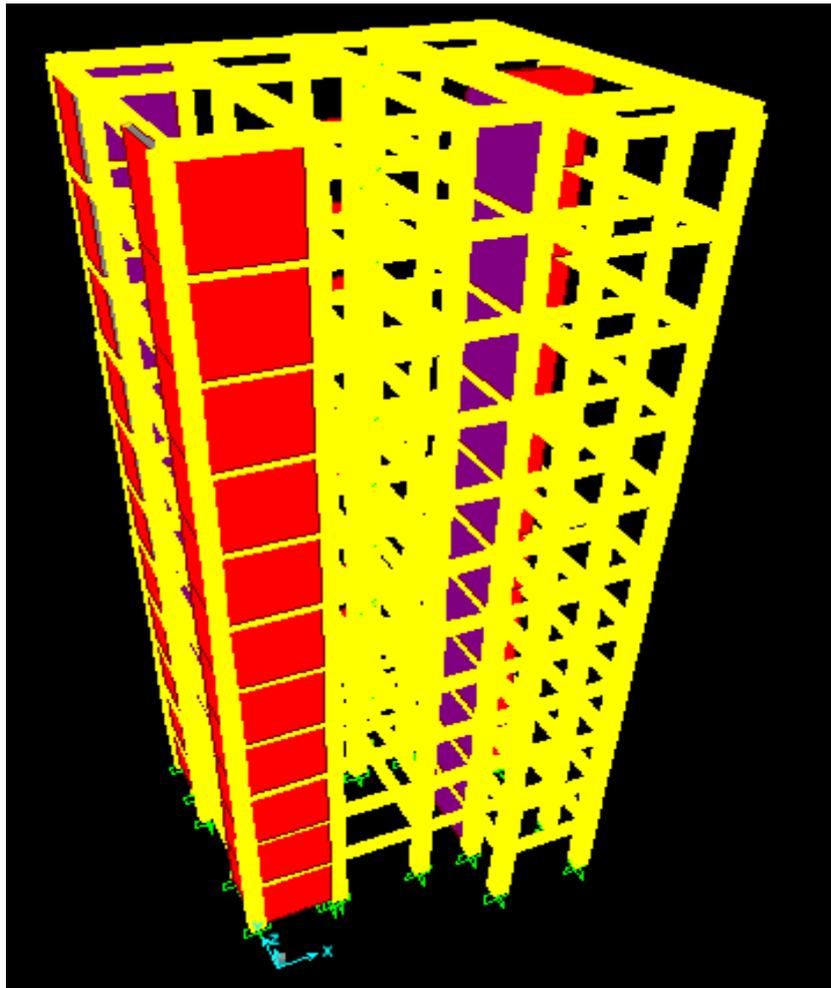
Plan de facade posterieure



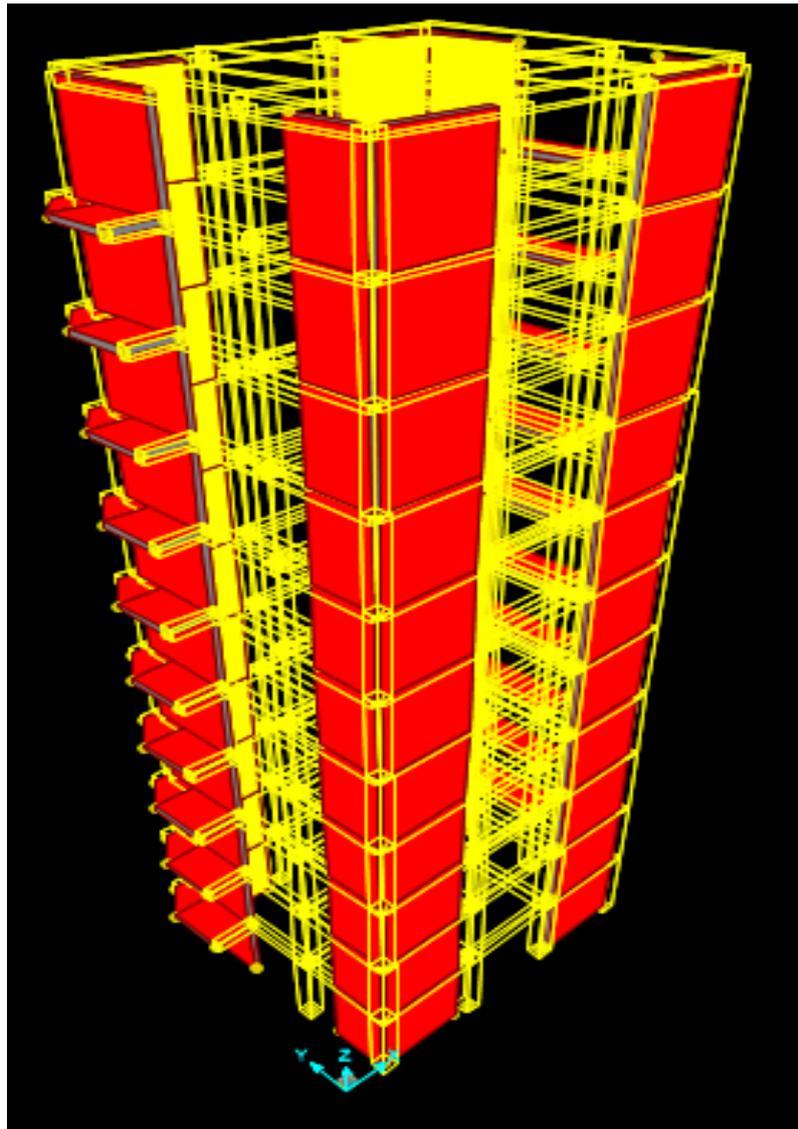
Plan de coupe AA'



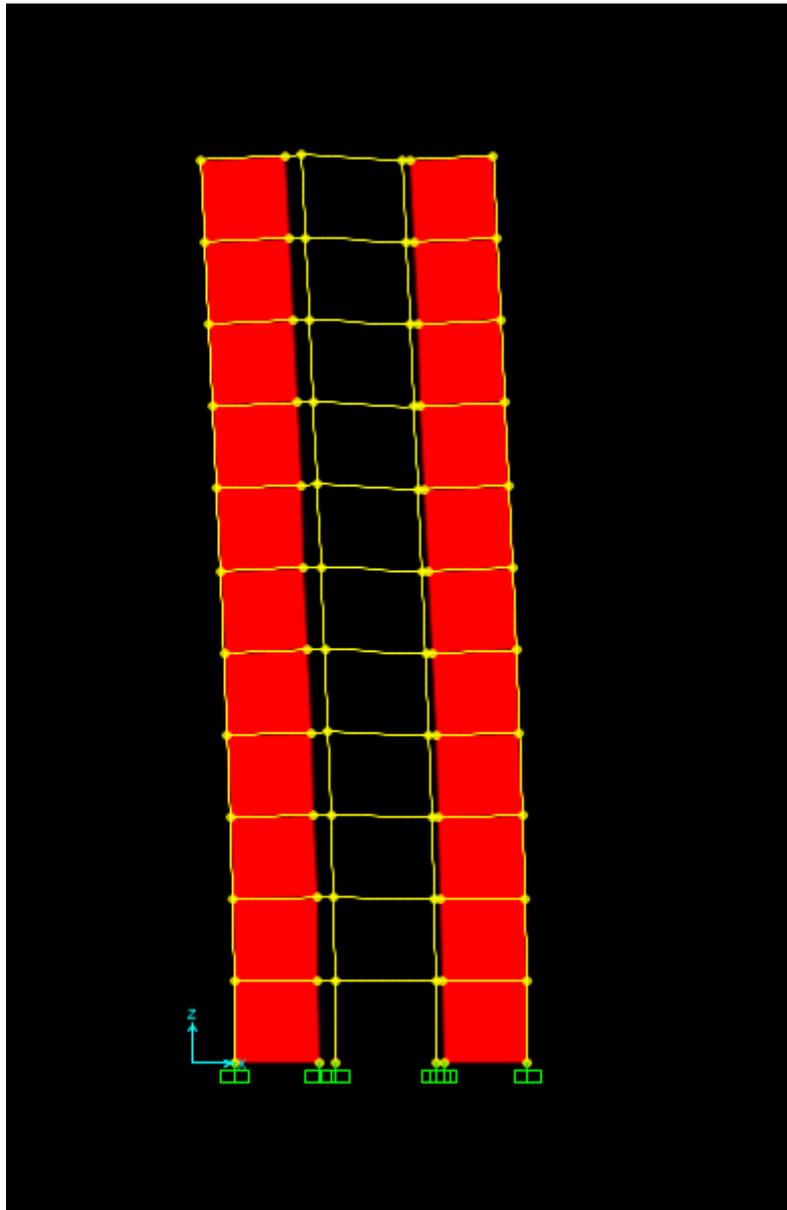
Plan 3D bloc 1



Plan 3D bloc 2



Plan 3D bloc 3



Déformation suivant sens x-x

	0	0.1	0.2	0.3	0.4	.05	0.6	0.7	0.8	0.9	0.9	
0	-	0.284	0.187	0.154	0.151	0.151	0.102	0.090	0.081	0.073	0.076	
M_1	0.1	0.302	0.235	0.185	0.152	0.130	0.130	0.101	0.089	0.080	0.073	0.076
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.128	0.112	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.124	0.109	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.095	0.083	0.078	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	.0089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	0.1	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
M_2	0	-	.0310	.0200	.0167	0.149	0.134	.0122	.0110	0.098	0.088	0.081
	0.1	.0253	.0208	.0173	.0151	0.136	0.123	0.110	.0100	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	.0175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	.0167	.0150	0.135	0.110	0.110	.0099	.0088	0.081	0.074	0.067	0.067
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.067	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	.0097	0.088	.0080	.0073	0.067	0.062	0.056	0.047
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.043
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.047
	0.8	0.090	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	0.1	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Tableau de Pigeaud

μ_s	κ	μ_b	α_1	β_1	100ρ
0.0000	0.00	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.83	0.0368	0.075	0.9749	0.021
0.0004	127.22	0.0509	0.105	0.9549	0.041
0.0006	102.14	0.0613	0.128	0.9573	0.063
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9511	0.084
0.0010	77.04	0.0771	0.163	0.9457	0.106
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.9409	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.9365	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.9325	0.172
0.0018	55.16	0.0993	0.214	0.9287	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.9253	0.216
0.0022	49.07	0.1079	0.234	0.9220	0.239
0.0024	46.61	0.1119	0.243	0.9188	0.261
0.0026	44.45	0.1155	0.252	0.9159	0.284
0.0028	42.53	0.1190	0.261	0.9131	0.307
0.0030	40.79	0.1224	0.269	0.9104	0.330
0.0032	39.23	0.1256	0.277	0.9078	0.353
0.0034	37.82	0.1286	0.284	0.9053	0.375
0.0036	36.51	0.1315	0.291	0.9029	0.399
0.0038	35.32	0.1342	0.298	0.9006	0.422

Tableau β_1 à l'ELS

Source: www.almohandi.ss.com

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.383	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

2/ abaques de Pigeaud :

Ces abaques permettent de déterminer les moments maximaux suivant la petite portée pour les plaques rectangulaires, simplement appuyées sur leur porteur soumises aux charges suivantes.

- charge uniformément répartie sur toute la surface de la plaque

Source: www.almohandi.ss.com

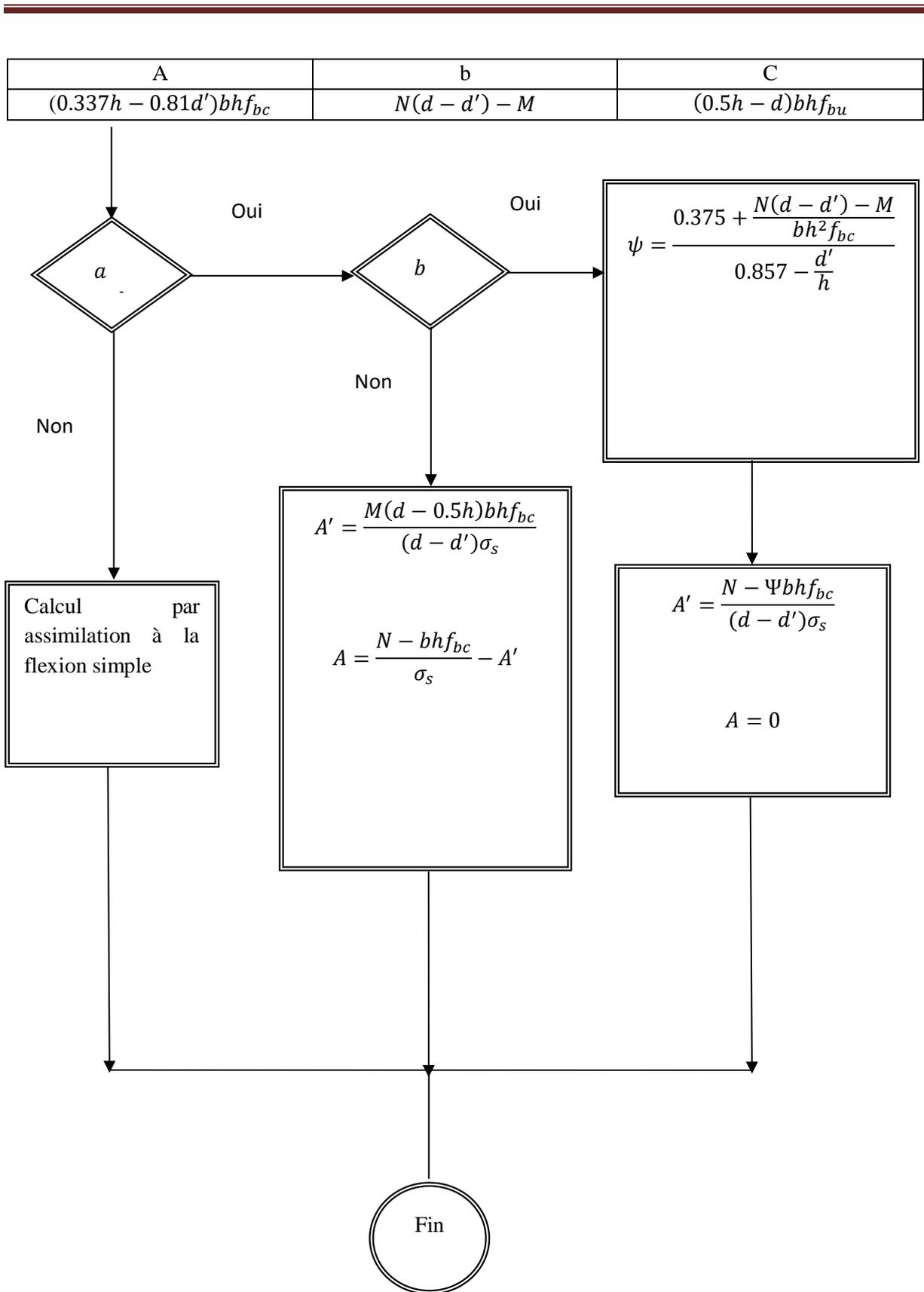


Figure (VII-1): l'organigramme de flexion composé