

République Algérienne Démocratique et Populaire
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



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en GENIE CIVIL

Option : Constructions Civiles et Industrielles

Présenté par :

Feraoua Asma

Khettab Siham

Thème

Etude de réalisation d'un institut d'hôtellerie à TIMIMOUN -ADRAR

Soutenu le :24/05/2017

Membres de jury :

Président : Dr.Akacem Mustapha

Univ.d'ADRAR

Encadreur :Mr.Bada abdelmalek

Univ.d'ADRAR

Examineurs :Pr.Mekarta Belkacem

Univ.d'ADRAR

Promotion 2016/2017



Remerciement

Je remercie le dieu pour tout. Puissant de m'avoir donné la force d'atteindre mon but et d'accomplir avec succès mon humble travail.

Je remercie en second mes appuis moraux mes parents qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

Je remercie encadreur :Mr Bada Abdelmalek et l'ingénieur Lakhedimi Ahmed pour spéciaux conseils ,pour leur soutien et leur aide .

Je voudrais également remercier les membres du jury pour avoir accepter d'évaluer ce travail et pour toutes leurs remarques et critiques, ainsi que les enseignants de génie civil

Sans oublier les enseignants qui ont attribués à ma formation durant mes cycles d'études.

Sommaire

Liste des figures.....	I
Liste des tableaux.....	III
Les notations.....	V
Résumé.....	VIII
Introduction.....	X
CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET	
I. Introduction	1
I.1.Les caractéristiques géométriques.....	1
I.1.1.Conception de la structure.....	1
I.1.2Caractéristique de site	1
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	1
I.2.1 Le béton.....	1
I.2.2. Les aciers	3
I.3. Action et sollicitation.....	5
I.3.1. Actions.....	5
I.3.2. Les sollicitations.....	6
I.3.3. Les Différents Eléments de La Structure.....	6
I.4.Infrastructure.....	7
I.5.Les charges.....	7
I.6.Combinaisons de calcul	7
I.7.Les règlements utilisés.....	7
I.8.Les logiciels utilisés.....	8

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
II.1. Les planchers.....	9
II.1.1. Plancher à corps creux.....	9
II.1.2. Plancher à dalle pleine	10
II.2.Poutres	10
II.2.1 Poutres Portique.....	11
II.2.2Poutres principales.....	11
II.2.3 Poutre secondaire.....	11
II.3 Descente charge	12
II.3.1 Plancher terrasse :Bloc A et B (non accessible) (corps creux).....	12
II .3.2 Plancher étage courant.....	13
II .3.3 Plancher terrasse :Bloc Cet E (non accessible) (corps creux).....	13
II.3.4 Plancher terrasse :Bloc D (non accessible) (corps creux).....	14
II.3.5-Plancher terrasse: Dalle pleine Bloc Central (non accessible).....	14
II .3.6Plancher étage courant : Dalle pleine de Bloc central.....	15
II.4 Les poteaux.....	16
II.4.1 Méthode de calcul	16
II.5 Escalier.....	19
II.5.1 Pré dimensionnement.....	19
II.5.2Détermination d'épaisseur du volée.....	20
II.5.3Détermination d'épaisseur du volée.....	21
II.5.4 Descente des charges.....	22
II.6. Acrotère.....	23
CHAPITRE III: ETUDE DES PLANCHERS	

III.1 Etude des dalles pleines.....	24
III.1.1 Descente de la charge.....	24
III.1.2 Détermination des sollicitation maximale	25
III.1.3 Calcul du ferrailage.....	26
III.1.4.Vérification des contraintes de cisaillement.....	28
III.1.5 vérification de la flèche.....	29
III.2: -Etude des planchers à corps creux.....	29
III.2.1 plancher d'étage courant.....	29
III.2.1.1: dimensionnement des poutrelles.....	29
III.2.1.2 Evaluation des charges.....	30
III.2.1.3 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	35
III.2.1.4 Détermination du ferrailage.....	38
III.2.1.5 Ferrailage transversal.....	39
III.2.1.6 vérification des conditions d'appuis.....	40
III.3 vérification des flèches	40
CHAPITRE IV:ETUDEDES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	
IV.1. Introduction.....	46
IV.2.Calcul de l'escalier.....	46
IV.2.1Dimensionnement	46
IV.2.1.1.Calcul des sollicitations.....	46
IV.2.1.2Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	46
IV.2.1.3.Ferrailage.....	47
IV.2.2Poutre palière.....	49
IV.2.2.1.Pré dimensionnement	49

IV.2.2.2.Vérification des conditions.....	50
IV.2.2.3.Descente de charge.....	50
IV.2.2.4.Calcul du ferrailage.....	51
IV.2.2.5.Condition de non fragilité.....	51
IV.2.2.6.Armatures transversales.....	52
IV.2.2.7.Diamètre des armatures transversales.....	52
IV.2.3 Calcul des sollicitations.....	53
IV.2.3.1 Ferrailage.....	54
IV.3. Acrotère	57
CHAPITRE V:ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
V.1 Ferrailage.....	61
V.1.1 Ferrailage des poteaux.....	61
V.1.1.1 Calcul du ferrailage.....	62
V.2 Exemple de calcul.....	62
V.2.1 Vérification de l'effet tranchant.....	66
V.2.2 Détermination des armatures transversales.....	66
V.2.3 Espacement des armatures transversales.....	66
V.2.4 Détermination de la zone nodale	66
V.2.5 Recouvrement les barres longitudinales.....	67
V.3 Ferrailage des poutres.....	67
V.3.1 Calcul du ferrailage.....	68
V.3.2 Exemple de calcul.....	68
V.3.3 Vérification de l'effort tranchant.....	70
V.3.4Détermination des armatures transversales.....	70

V.3.5 Calcul de l'espacement des armatures transversales.....	70
V.3.6 Vérification des armatures selon le RPA99 version 2003.....	70
CHAPITRE VI:ETUDE DE L'INFRASTRUCTEUR	
VI.1 Définition des fondations	74
VI.2 Exemple Calcul des semelles isolées.....	74
VI.2.1Prédimensionnement (S2) Bloc D.....	74
VI.2.2 Etude de la semelle.....	75
VI.2.2.1 Vérification des contraintes.....	75
VI.2.2.2.Ferraillage.....	76
VI.3 Exemple du calcul de semelle jumelle.....	78
VI.3.1 Pré dimensionnement : (S2) Bloc A.....	78
VI.3.2 Etude de la semelles jumelé.....	79
VI.3.2.1Vérification des contraintes.....	79
VI.3.2.2 Calcul des armatures.....	79
VI.4 Définition des longrines.....	80
VI.4.1Dimensionnement des longrines.....	80
VI.4.2 Armatures transversales.....	80
Conclusion	

Liste des figures

CHAPITRE I:PRESENTATION DE PROJET	
Fig.(I.1): diagramme de contrainte.....	3
Fig. (I.2): diagramme contrainte déformation	4
CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENT STRUCTURAUX	
Fig.(II.1): coupe d'un plancher à corps creux.....	9
Fig.(II.2): dimension du PPO.....	11
Fig.(II .3): dimension du PP.....	11
Fig.(II.4) : dimension du PS.....	11
Fig.(II.5) : coupe de plancher à corps creux(planche terrasse).....	12
Fig.(II.6) : coupe de plancher à corps creux (étage courant).....	13
Fig. (II.7) : coupe de plancher à dalle pleine.....	14
Fig. (II.8): surface afférente du poteau.....	17
Fig. (II.9):dimension du poteau.....	17
Fig. (II.10): surface afférente du poteau portique.....	18
Fig. (II.11):dimension du Poteau p.....	18
Fig.(II.12): schéma de la cage d'escalier 1.....	19
Fig.(II.13): schéma de la cage d'escalier 2.....	21
Fig.(II.14): Acrotère de la terrasse inaccessible	23
CHAPITRE III:ETUDE DE PLANCHER	
Fig.(III.1): Schéma statique de panneaute dalle.....	25
Fig.(III.2) section de calcule en travée.....	25
Fig.(III.3) : Section de calcul en appui.....	27
Fig.(III.4) :Dimension la poutrelle.....	29
Fig. (III.5) : Section de calcul en travée.....	38
Fig. (III.6) : Section de calcul en appuis.....	39
Fig.(III.7). Section de poutrelle.....	42
Fig. (III.8). ferrailage d'un plancher à corps creux (16+4)et(20+4).....	45
Fig. (III.9). ferrailage d'un plancher à corps creux (20+5).....	45

CHAPITRE IV:ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	
Fig. (IV.1): schéma équivalent d'escalier 1.....	47
Fig.(IV.2):schéma statique de la poutre palière.....	49
Fig.(IV.3) :section de poutre palier.....	50
Fig.(IV.4): Ferrailage de la p palier.....	51
Fig.(IV.5) : schéma statique et dimensions de l'acrotère.....	57
Fig.(IV.6): section de calcul.....	57
CHAPITRE V: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
Fig. (V.2): Zone nodale.....	61
Fig.(V.3) : Sollicitations sur les poteaux.....	62
Fig. (V.4): Section réduite du béton.....	62
Fig. (V.5): disposition des armatures.....	63
Fig. .(V.6) : Disposition de la zone nodale.....	64
Fig. (V.7) :section de calcul ps en travée.....	68
Fig. (V.8) : section de calcul ps en appui.....	69
CHAPITRE :ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Fig. (VI.1) : Semelle isoles.....	74
Fig. (VI.2): Exemple de Ferrailage de la longrine.....	81

Liste des tableaux

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENT STRUCTURAUX	
Tab(II.1): les différentes sections des poutres	12
Tab (II.2) : charge permanente de terrasse.....	12
Tab (II.3) : charge permanente d' étage courant.....	13
Tab (II.4) : charge permanente de terrasse.....	13
Tab (II.5) : charge permanente de terrasse.....	14
Tab (II.6) : charge permanente de terrasse.....	14
Tab (II.7) : charge permanente d' étage courant.....	15
Tab (II .8) : récapitulatifs.....	15
Tab(II.9): section des Poteaux.....	18
Tab (II.10): charge permanente de volée.....	22
Tab (II.11): charge permanente de palier.....	22
Tab (II.12): charge permanente de volée	23
CHAPITRE III:ETUDE DE PLANCHER	
Tab(III.1): évaluation des charges sur les poutrelles	24
Tab(III.2): moment fléchissant pour panneau.....	25
Tab (III.3) : Evaluation des charges sur les poutrelles.....	30
Tab(III.4) : Moment en appui.....	31
Tab(III.5) : Les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	34
Tab(III.6): sollicitation maximales.....	38
Tab(III.7):ferraillage du plancher	45
Tab(III.8):Vérification de la flèche.....	45
CHAPITRE IV:ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	
Tab(IV.1): Les Moment M_t et M_a	47
Tab(IV.2): Les Moment M_t , M_a et Effort.....	50
Tab(IV.3):résultat de sollicitations.....	53
Tab(IV.4): Les Moment M_t et M_a	53
Tab(IV.5):calcul de ferraillage.....	56

CHAPITRE V: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
Tab(V.1): Etude les types de poteaux.....	61
Tab(V.2): Récapitulatif des moments fléchissant et les efforts normales.....	62
Tab(V.3) Récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	67
Tab(V.4): Etude les types des poutres.....	67
Tab(V.5): Sollicitations des poutres.....	68
Tab (V.6) : calcules de ferrailage.....	71
Tab (V.7) :calcul des armatures longitudinales.....	72
Tab (V.8) : calcul des armatures transversales.....	73
CHAPITRE :ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Tab(VI.1): résultats de calcule des Ferrailage des semelles Isolée.....	78
Tab.(VI2) : résultats de calcule des semelles jumelé.....	80
Tab.(V.I3) section et ferrailage des longrines	81
Tab.(V.I3) section et ferrailage des longrines (Portique)	81

Les notation

A	: Aire d'une section d'acier.
Aser	: Section d'aciers pour l'ELS.
Au	: Section d'aciers pour l'ELU.
B	: Aire d'une section de béton.
Br	: Section réduite.
q₁	: Poids de la poutre principale.
q₂	: Poids de la poutre secondaire .
q₃	: Poids de la poutre du plancher.
q₄	: Charge d'exploitation
CV	: Condition vérifié.
D	: Diamètre.
E	: Module d'élasticité longitudinale.
ELS	: Etat limite de service.
ELU	: Etat limite ultime.
Ev	: Module de déformation différé du béton.
Ei	: Module de déformation instantané du béton.
Ej	: Module d'élasticité instantanée.
Es	: Module de d'élasticité de l'acier.
G	: Action permanente.
I	:Moment d'inertie.
L	: Longueur ou portée.
Lx	: la plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine .
Ly	:la plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine .
n	: nombre de contremarches.
n-1	: nombre de marches.
h	: hauteur de la marche.
g	: giron (largeur de la marche)
L	: longueur de la ligne de volée : $L = g (n-1)$
H_v	: hauteur de la volée.

H	: hauteur d'étage.
M	: Moment en général.
Ma	: Moment sur appui.
Mt	: Moment en travée.
Mu	: Moment de calcul ultime.
M_{ser}	: Moment de calcul de service.
Mt	: Moment en travée.
N	: Effort normal.
Nu	: Effort normal en ultime égale $1,35 N_G + 1,5 N_Q$.
N_{ser}	: Effort normal en service.
PP	: poutre principale.
PS	: Poutre secondaire.
PPO	: Poutre pourtigue .
Q	: Action ou charge variable.
S	: Section.
T, V	: Effort tranchant.
A	: Une dimension transversale.
b	: Une dimension longitudinale.
b₀	: 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	: Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours.
ft28	: Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
h₀	: Epaisseur d'une membrure de béton.
h	: Hauteur totale d'une section de béton armé.
j	: Nombre de jours.
k	: Coefficient en général.
l	: Longueur ou porté.

l_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
e	: Espacement des armatures transversales.
δ_t	: Espacement des armatures transversales .
α	: Angle en général, coefficient.
γ	: Coefficient.
θ	: Facteur correcteur pour la durée d'application des charges k =1 , les charges étant appliquée généralement après 90 jours.
λ	: Elancement.
μ	: Coefficient.
σ	: Contrainte normale.
σ_b	: Contrainte de compression du béton.
σ_s	: Contrainte de compression dans l'acier.
τ	: Contrainte de cisaillement ultime de béton.
$\bar{\tau}_u$: contrainte admissible en compression pour le béton.
ξ	: Raccourcissement relatif du béton comprimé .
ξ_{bc}	: Déformation relative .
α	: rapport entre deux dimensions (l _x /l _y)

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire est une étude d'un projet en béton armé à usage hôtelier implanté à Timimoune, wilaya d'Adrar cette zone classée comme une zone de sismicité négligeable d'après le règlement parasismique algérien.

Après description sommaire du projet nous avons procédé aux calculs des descentes des charges pour les différents planchers.

Les planchers sont en corps creux, dalle pleine et les ossatures en portiques (poteaux, poutres et portiques).

Le pré dimensionnement des poutres doit respecter la condition de la flèche et les conditions imposées par l'RPA99.

Pour les poteaux leur pré dimensionnement est dicté en respectant les trois critères suivants :

- ◆ Critère de résistance.
- ◆ Condition imposée par l'RPA99.
- ◆ Critère de stabilité de forme.

Les éléments non structuraux ont aussi été calculés selon les règles de l'art en vigueur, après quoi nous avons calculé les fondations en semelles isolées conformément à la contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique.

Les ferraillements des éléments structuraux ont été calculés à partir du logiciel "SAP 2000", qui nous a fourni tous les moments, les efforts tranchants, les efforts normaux et les paramètres de calcul.

Tous les ferraillements des armatures ont été vérifiés conformément aux "BAEL91" et RPA99 version 2003.

الملخص

الأعمال المقدمة في هذه الأطروحة هو دراسة فندق من الخرسانة المسلحة بتييمون ولاية أدرار، وهذه المنطقة تصنف على أنها منطقة زلزالية ضئيلة.

بعد الوصف الموجز للبناء قمنا بتحديد الحمولات الموزعة على كل طابق. الطوابق هي جوفاء، والهيكل مشكلة من اعمدة وروافد .

تحديد ابعاد الروافد خاضع لشروط الانحناء والشروط المحددة من طرف RPA99 على عكس الاعمدة التي تخضع ل :

◆ معايير المقاومة

◆ الحالة التي تفرضها RPA99.

◆ معيار استقرار الأبعاد.

تم حساب العناصر الثانوية أيضا وفقا للقواعد الفنية المعمول بها، وبعد ذلك قمنا بحساب الأساسات حيث تتوافق مع الإجهاد المسموح به للأرض، التي قدمها تقرير الجيوتقنية.

تم حساب تسليح العناصر الثانوية مع برنامج " SAP 2000 "، الذين قدم لنا المعلومات الحسابية المختلفة.

تسليح جميع العناصر خاضعة لقوانين " BAEI91 " و RPA99 نسخة 2003.

introduction

Notre projet de fin d'études consiste à calculer un hôtel en béton armé (R+1) à usage d'hôtellerie situé au Timimoune-Adrar. Cette région est classée comme (zone 0) selon **RPA99**/version2003.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par une ossature auto stable constituée par des poteaux, poteaux portique et des poutres capables de supportés partielle des efforts dus aux charges verticales.

On commence tout d'abord par la détermination des caractéristiques mécanique suivie par un pré dimensionnement des tout les éléments qui composent le hôtel et l'évaluation des charges et surcharge ; ce qui nous permettra de calculer les armatures à l'état limite ultime de résistance et de calculées sont effectuée à laide du logiciel **SAP2000**.

Enfin, on terminera par le calcule des fondations et longrines qui doivent supporter les charges transmises par le superstructure du sol .



Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

I.Introduction

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier la construction en béton armé à usage hôtelleries composé d'un (RDC+1) en béton armé ; Ce projet se compose de 06 bloc (Bloc A ,B,C,D,E et bloc central).

La structure du bloc est mixte (portiques : poteau et poutre).

Les planchers sont de type à corps creux et dalle pleine pour bloc central, La terrasse est inaccessible.

Tout les calculs de ce projet sont entrepris conformément aux règles **B.A.E.L 91** et les règles parasismiques Algériennes "**R.P.A 99** "

le projet est implanté dans la ville de **TIMIMOUN a Adrar**; est considéré comme une zone d'activité non séismique, **zone 0 selon RPA 99 version 2003** .[4]

I.1.Les caractéristiques géométriques:

Notre projet présente les dimensions et les caractéristiques géométriques suivantes :

- ◆ Hauteur de chaque étage $h_e = 4,08$ m.
- ◆ Hauteur de niveau de RDC $h_{RDC} = 4,08$ m.
- ◆ Hauteur totale de bâtiment $H = 8,16$ m.
- ◆ Cage d'escaliers : $5,60 \times 4,30$ m².
- ◆ Largeur du bâtiment $B = 102,69$ m.
- ◆ Longueur du bâtiment $L = 138,94$ m.

I.1.1.Conception de la structure :

Superstructure :

La stabilité de la structure est assurée par un ensembles des portiques autos-table (poteaux, poutres) en béton armé.

I.1.2Caractéristique de site :

D'après le rapport géotechnique ; le sol devant recevoir le tour, de contrainte admissible du sol égale : $\bar{\sigma}_s = 1,5$ bars.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.2.1 Le béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au **Monde**, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression .Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

◆ **Composition du béton :**

- **350 kg/m³** d'un dosage du ciment portland composé **CPJ**
- **400 litres** de sable de diamètre **0/5**.
- **800 litres** de gravier de diamètre **8/25**.
- **175 litres** d'eau de gâchage.

◆ **La résistance à la compression :**

La résistance à la compression est la caractéristique fondamentale de béton durci. Elle varie en fonction de l'âge du béton et augmente dans le temps. Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28jour **fc28**. Elle dépend de plusieurs paramètres telque : La classe de ciment, son dosage, la qualité d'eau de gachage, la qualité de granulat et la proportion de sable ou fin.

La résistance à la compression et à la traction tel que :

- à la compression : **fc28 = 25 Mpa** « pour j = 28 jours ».
- à la traction : **f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 Mpa**.

◆ **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module instantané : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Module différé : $E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa}$.

◆ **Contrainte de calcul de béton comprimé**

a) Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R »:

ζ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]}$$

La courbe (fig.1.1) est sous forme d'une parabole.

$$\text{Si : } 2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

La courbe (fig.1.1) est sous forme d'un rectangle.

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

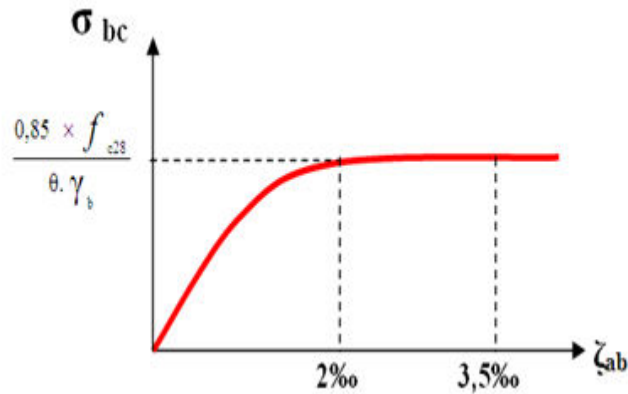


Fig.(I.1):diagramme de contrainte

b) **Etat Limite Service « E.L.S »** : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

La contrainte admissible du béton à la compression

♦ **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport d'allongement relatif de la section transversale et longitudinale.

$$v = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} \text{ Avec: } \begin{cases} \frac{\Delta a}{a} : \text{allongement relatif de la section Transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{allongement relatif de la section Longitudinale.} \end{cases}$$

$$v = 0,2 \text{ pour l'Etat Limite de Service (E.L.S).}$$

$$v = 0 \text{ pour l'Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R).}$$

I.2.2. Les aciers :

Les armatures en acier ont pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

♦ **Type d'acier utilisé :**

On utilise trois types d'acier :

1) **Barres lisses (RL)** de nuance FeE 235 et dont la limite d'élastique est :

$$F_e = 235 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{pour les armatures transversals}$$

2) **Barres à haute adhérence (HA)** de nuance FeE 400 et dont la limite d'élastique

$$\text{est : } F_e = 400 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{pour les armatures longitudinales}$$

3) **Treillis soudé (TS)** : de nuance FeE 500 et dont la limite d'élasticité est :

$$F_e = 500 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{pour les planchers et dallage.}$$

et de diamètre $\varphi \leq 6$

◆ **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

a).Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : **actr.**

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ en situation normal

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité de l'acier : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

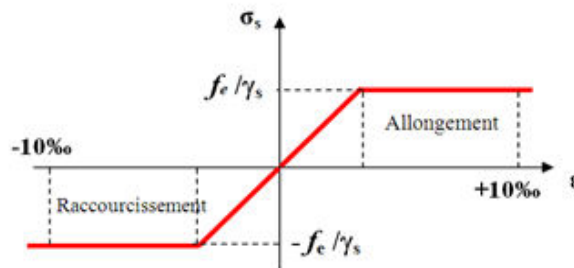
$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}.$$

$$\text{Si : } \zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$



Fig(I.2):diagramme contrainte déformation

b).Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

◆ Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

◆ Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

◆ Fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_c ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

D'où on aura pour une barre à AH :

- $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ fissuration préjudiciable
- $\bar{\sigma}_s = 164,93 \text{ MPa} \Rightarrow$ fissuration très préjudiciable

I.3. Action et sollicitation :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la stabilité de ce dernier.

I.3.1. Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces) directement appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des déformations statiques (retrait, tassement d'appuis, variation de température) qui entraînent des déformations de la structure, elles peuvent être :

- Action permanentes.
- Action variables.
- Action accidentelles.

a) Actions permanentes :

Elles sont d'une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure,
- le poids des équipements fixes de toute nature (revêtements de sols et de plafonds ; cloisons)
- Les déplacements différentiels des appuis,
- Les déformations permanentes imposées à la construction telle que les tassements différentiels des fondations.

b) Actions variables :

Elles sont d'une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps telle que :

- Les charges d'exploitation.
- Les effets dus à la température.

c) Actions accidentelles :

Généralement sont des actions provenant de phénomènes rares comme les séismes, les explosions, les chocs.

I.3.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions.

I.3.3. Les Différents Eléments De La Structure :

1) Planchers :

Nous avons utilisé deux types des planchers :

- ◆ plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.
- ◆ Plancher de dalle pleine .

2) Escaliers :

Ces sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en **BétonArmé**.

3) L'acrotère :

Elément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il joue le rôle de garde corps pour terrasses accessibles

4) Maçonnerie :

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- ◆ **Les murs de façade ou extérieures** sont constitués par double parois en briques creuses extérieures et intérieures successivement d'épaisseur **(15 + 10) cm**, séparés par une lame d'air de **5 cm** qui joue un rôle d'isolant.
- ◆ **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule parois en briques creuses d'épaisseur de **15cm**.

5) La façade :

Elaborée en maçonnerie à double parois composés par deux rangs de briques séparés par un vide d'air pour l'isolation phonique et thermique.

6) Revêtement :

- ◆ Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- ◆ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

7) Le coffrage :

Le coffrage utilisé pour réaliser ce projet est un coffrage métallique permettant d'assurer un monolithisme parfait de la structure ainsi qu'une rapidité d'exécution des travaux.

Terrasse :

La terrasse est inaccessible avec un acrotère qui est sur toute la périphérie

I.4 Infrastructure :

Fondations :

C'est un système de fondation qui doit former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène et très essentielle de l'ouvrage.

I.5. Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.6. Combinaisons de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure, les combinaisons d'actions définies ci après:

a) La combinaison de calcul à l'ELU :

Pour des situations durables: $S1 = 1,35 G + 1,5 Q$

b) La combinaison de calcul à l'ELS c'est : $S2 = G + Q$

Avec : G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

I.7. Les règlements utilisés :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règles BAEL91 (Béton Armé Etats Limites) et RPA99R (Règles Parasismique Algérienne).

- ♦ **B.A.E.L 91:** ce règlement permet de calculer des dimensions du ferrailage des éléments ainsi que les semelles selon l'ELU à partir duquel on calcule les armatures

et les contraintes et on vérifie, ainsi que l'ELS dans le cas d'une fissuration peu nuisible et on recalcule des armatures et les contraintes dans le cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

◆ **R.P.A 99 Version 2003** : c'est un règlement parasismique sous forme de document technique fixant les règles de conception et du calcul des structures en zone sismique.

◆ **DTR-B.C 2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation .

I.8. Les logiciels utilisés :

◆ **SAP2000** : c'est un logiciel de calcul des structures de génie civil (batiments, chateaux d'eau, ponts, tunnels, barrages ...).

◆ **AUTOCAD 2004** : c'est un logiciel permet de dessin ou de conception des plans des ouvrages de génie civil et des travaux publics.



Chapitre II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Les planchers:

Nous avons deux types des planchers utilisés : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

II.1.1. Plancher à corps creux:

L'épaisseur du plancher à corps creux doit être telle que sa déformation reste suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect architectural et à l'utilisation de la construction. Pour la détermination de l'épaisseur du plancher.

On utilise la condition de flèche (rigidité) suivante:

$$h_t = (L/20 \div L/25).$$

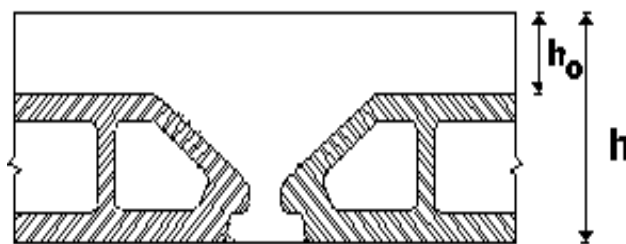


Fig.(II.1): coupe d'un plancher à corps creux

h_t : l'épaisseur totale du plancher.

Pour le corps creux est déterminé par la condition de rigidité (de flèche) :

$$L/25 \leq h_t \leq L/20 \quad (\text{II.1})$$

Bloc A et B (vois l'annexe)

D'où :

L: plus grande portée de la poutrelle «L=3,30 m»

$$4,60/25 \leq h_t \leq 4,60/20 \longrightarrow 0,18 \leq h_t \leq 0,23$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} (16+4). 4\text{cm} : \text{pour la dalle de compression.} \\ 16 \text{ cm: pour le corps creux.} \end{array} \right.$$

♦ Bloc C-E(vois l'annexe)

$$\left\{ \begin{array}{l} (20+4). 4\text{cm} : \text{pour la dalle de compression.} \\ 20 \text{ cm: pour le corps creux} \end{array} \right.$$

♦ Bloc D (vois l'annexe)

$$\left\{ \begin{array}{l} (25+5). 5\text{cm} : \text{pour la dalle de compression} \\ 25\text{cm: pour le corps creux} \end{array} \right.$$

II.1.2. Plancher à dalle pleine:

On utilise la dalle pleine pour les plancher de forme circulaire.

a. Condition de résistance à la flexion :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,4 \implies \text{dalle reposant sur deux (02) appuis}$$

$$\implies h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) L_x$$

$$0,4 < \rho < \frac{L_x}{L_y} = 1 \implies \text{dalle reposant sur d'autre appuis}$$

$$\implies h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_x$$

dans notre cas on a : $L_x = 3,76$ m.

$$L_y = 6,57$$
 m.

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,76}{6,57} = 0,572 > 0,4 \implies \text{les panneaux de la dalle reposant sur d'autre appuis.}$$

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_x = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) 3,76 = (7,52 \div 9,4) \text{ cm.}$$

b. Condition d'isolation acoustique (BAEL91) :

$$* \text{ Contre les bruits aériens } 2500 \times h_d = 350 \text{ kg/m}^3 \implies h_d = 14 \text{ cm}$$

$$* \text{ Contre les bruits impacts } 2500 \times h_d = 400 \text{ kg/m}^3 \implies h_d = 16 \text{ cm}$$

c. Condition de sécurité en matière d'incendie :

$$h_d = 7 \text{ cm pour 1 heure de coupe feu.}$$

$$h_d = 11 \text{ cm pour 2 heure de coupe feu.}$$

Satisfaisant la condition de flèche, les conditions d'incendie et la moyenne des conditions acoustiques ; on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à $h_d=15\text{cm}$.

II.2.Poutres :

Les poutres sont des pièces fléchées à ligne moyenne droite de section rectangulaire en (T) ou en (I), elles sont destinées supporter les charges verticales et à la transmettre aux poteaux sous de forme réaction d'appuis, leur pré dimensionnement est basé essentiellement sur la condition de la flèche qui est donnée comme suit :

Selon les Règles de BAEL91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \quad (\text{II. 2})$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \quad (\text{II. 3})$$

D'après le RPA/version 2003; les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

L : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

et la largeur est pré dimensionnée comme suit : $0,4 h \leq b \leq 0,5h$

◆ **BLOC (A) :**

II.2.1 Poutres Portique 01: $L_{\max} = 8,70\text{m}$

$$\frac{870}{15} \leq h \leq \frac{870}{10} \Rightarrow 58 \leq h \leq 87 \text{ cm} \text{ on prend } h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{et } b: 24 \leq b \leq 48 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} 1. b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ 2. h = 60\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ 3. \frac{h}{b} = 2 < 4 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

donc la section retenue pour la poutre portique est **(30 x 60)cm²**

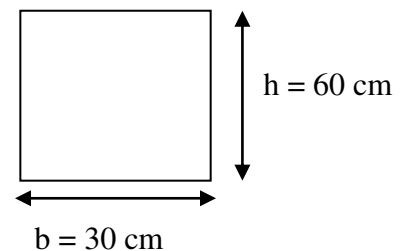


Fig.(II.2) dimension du PPO

II.2.2 Poutres principales : $L_{\max} = 4,50\text{m}$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45 \text{ cm} \text{ on prend } h = 45 \text{ cm et}$$

$$b: 18 \leq b \leq 36 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} 1. b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ 2. h = 45\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ 3. \frac{h}{b} = 1,50 < 4 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

donc la section retenue pour la poutre principale est **(30 x 45)cm²**

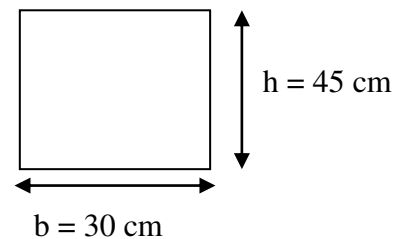


Fig.(II.3) dimension du PP

II.2.3 Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,60 \text{ m}$

$$\frac{4,60}{15} \leq h \leq \frac{4,60}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 46 \text{ cm} \text{ on prend } h = 40 \text{ cm et}$$

$$b: 12 \leq b \leq 32 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

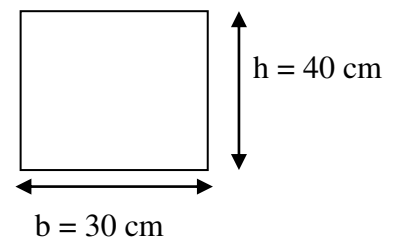


Fig.(II.4) dimension du PS

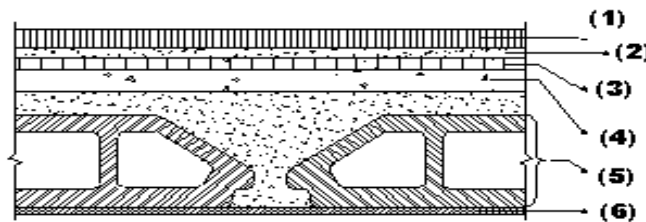
Vérification des conditions imposées par le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} 1. b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ 2. h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ 3. \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

Donc la section retenue pour la poutre secondaire est (30 x 40)cm²

Tab(II.1): les différentes sections des poutres

Bloc	Ls(m)	Lp(m)	L _{portique} (m)	Pp(cm ²)	Ps(cm ²)	pportique
A-B	4,5	4,6	13,5	(30x45)	(30x40)	(30x60)
C-E	5,68	8,03	17,12	(30x60)	(30x40)	(60x120)
D	7,56	/	11,1	/	(30x60)	(40x80)
CENTRAL	4,14	6,57	/	(30x45)	(30x30)	/

II.3 Descente charge :**II.3.1 Plancher terrasse : Bloc A et B (non accessible) (corps creux).****Fig.(II.5) :** coupe de plancher à corps creux (plancher terrasse)**Tab (II.2) :** charge permanente de terrasse

N	Couche	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Couche en chape en mortier	0,05	2000	100
2	Couche d'isolation par inertie thermique	0,07	2200	154
3	Chape de mortier	0,02	2000	40
4	Corps creux + Dalle de compression(16+4)	/	/	280
5	Enduit en ciment	0,015	1800	27
Charge permanente : $G_{\text{terrasse}} = 601 \text{ kg/m}^2$				
Charge d'exploitations : $Q_{\text{terrasse}} = 100 \text{ kg/m}^2$				

II .3.2 Plancher étage courant :

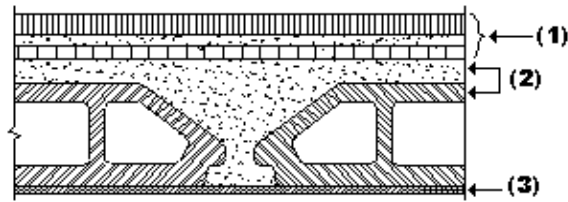


Fig.(II.6) : coupe de plancher à corps creux (étage courant)

Tab (II.3) : charge permanente étage courant

N	Couche	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose + Sable	/	/	104
2	Corps creux + Dalle de compression(16+4)	/	/	280
3	-Enduit en ciment	0,015	1800	27
4	Cloison lège	/	/	75
Charge permanente : $G_{\text{étage}} = 486 \text{ kg/m}^2$ Charge d'exploitations : $Q_{\text{étage}} = 250 \text{ kg/m}^2$				

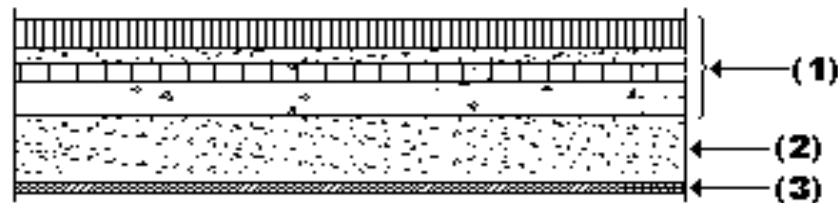
II .3.3 Plancher terrasse :Bloc Cet E (non accessible) (corps creux).

Tab (II.4) : charge permanente de terrasse

N	Couche	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
1	Couche en chape en mortier	0,05	2000	100
2	Couche d'isolation par inertie thermique	0,07	2200	154
3	Chape de mortier	0,02	2000	40
4	Corps creux + Dalle de compression(20+4)	/	/	320
5	Enduit en ciment	0,015	1800	27
Charge permanente : $G_{\text{terrasse}} = 641 \text{ kg/m}^2$ Charge d'exploitations : $Q_{\text{terrasse}} = 100 \text{ kg/m}^2$				

II.3.4 Plancher terrasse : Bloc D (non accessible) (corps creux).**Tab (II.5) :** charge permanente de terrasse

N	Couche	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
1	Couche en chape en mortier	0,05	2000	100
2	Couche d'isolation par inertie thermique	0,07	2200	154
3	Chape de mortier	0,02	2000	40
4	Corps creux + Dalle de compression(25+5)	/	/	380
5	Enduit en ciment	0,015	1800	27
Charge permanente : $G_{\text{terrasse}} = 701 \text{ kg/m}^2$ Charge d'exploitations : $Q_{\text{terrasse}} = 100 \text{ kg/m}^2$				

II.3.5-Plancher terrasse: Dalle pleine Bloc Central (non accessible)**Fig. (II.7) :** coupe de plancher à dalle pleine**Tab (II.6) :** charge permanente de terrasse

N	Couche	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
1	Couche en chape en mortier	0,05	2000	100
2	Couche d'isolation par inertie thermique	0,07	2200	154
3	Chape de mortier batard	0,02	2000	40
4	Dalle en Béton armé	0,15	2500	375
Charge permanente : $G_{\text{etage}} = 696 \text{ kg/m}^2$ Charge d'exploitations : $Q_{\text{etage}} = 250 \text{ kg/m}^2$				

II .3.6 Plancher étage courant : Dalle pleine de Bloc central

Tab (II.7) : charge permanente d' étage courant

N	Couche	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose + Sable	/	/	104
2	Dalle en Béton armé	0,15	2500	375
3	-Enduit en ciment	0,015	1800	27
4	Cloison légé	/	/	75
Charge permanente : $G_{\text{étage}} = 581 \text{ kg/m}^2$ Charge d'exploitations : $Q_{\text{étage}} = 400 \text{ kg/m}^2$				

Tab (II .8) : récapitulatifs

	G(Kg /m ²)	P(Kg /m ²)	Etat	$q_u = 1,5 G + 1,5 P$	Bonde	G(kg/ml)
				$q_s = G + P$		
Plancher terrasse(16+4)	601	100	ELU	961,35	0,6	576,81
			ELS	701	0,6	420,6
Planche étage courant(16+4)	486	250	ELU	1031,1	0,6	618,66
			ELS	736	0,6	441,6
Plancher terrasse(20+4)	641	100	ELU	1015,35	0,6	609,21
			ELS	741	0,6	444,6
Plancher terrasse(25+5)	701	100	ELU	1096,35	0,6	657,81
			ELS	801	0,6	480,6
Planche Dalle Pleine(terrasse)	696	100	ELU	1089,6	1	1089,6
			ELS	796	1	796
Planche Dalle Pleine(étage courant)	581	400	ELU	1384,35	1	1384,35
			ELS	981	1	981

II.4 Les poteaux :

II.4.1 Méthode de calcul :

La dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes :

a-Critères de résistance

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure .

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- Conditions de résistance.
- Conditions de stabilité.
- Conditions imposée par le **RPA 99**.

b-Conditions de résistance :

On sait que :

$$B_r \frac{k.B.N_U}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \sigma_s} \quad (II.4)$$

D'après BAEL 91.

On Prend $A/B_r = 1\% = 0,01$ avec

B_r : Section du béton ; $B_r = (a-2) (b-2)m^2$

$\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2$ avec $\lambda \leq 35$.

Pour toute les armatures participe

on Prend $\lambda = 35$ e $\beta = 1,2$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 0,85 . (f_{c28} / \gamma_b)$

$\beta Nu = B_r . \sigma_{bc} / 0,9 + 0,85 . A . f_e / \gamma_s$

$B_r \geq \beta Nu / \sigma_{bc} / 0,9 + 0,85 . f_e / 100 . \gamma_s$

$B_r \geq 1,2 . Nu / (15,74 + 2,96)$

$B_r \geq Nu . 0,064$

◆ Poteau :

$q_1 = b . h . \rho_b . ((L_0 + L_1) / 2)$

$q_1 = 0,30 . 0,45 . 2500 . ((4,50 + 4,50) / 2) = 1518,75 \text{ kg}$

$q_2 = b . h . \rho_b . ((L_2 + L_3) / 2)$

$q_2 = 0,30 . 0,4 . 2500 . ((4,60 + 4,60) / 2) = 1035 \text{ kg}$

$$q_3 = G_p \cdot S_p$$

$$S_p = \frac{1}{4} (L_0 + L_1) + (L_2 + L_3)$$

$$S_p = (4,5 + 4,5)/2 \cdot (4,6 + 4,6)/2 = 20,70 \text{ m}^2$$

$$q_3 = 486 \cdot 20,70 = 10060,2 \text{ kg}$$

$$q_4 = Q_p \cdot S_p$$

$$q_4 = 250 \cdot 20,70 = 5175 \text{ kg}$$

b- Conditions de stabilité de forme :

On sait que : $\lambda = L_f/i \leq 35$ $L_f = 0,7 \cdot L_0$

$$q_u = 1,35 \cdot (q_1 + q_2 + q_3) + 1,5 \cdot q_4$$

$$q_u = 1,35 \cdot (12613,95) + 1,5 \cdot 5175 = 24791,33 \text{ kg}$$

$$N_u = 1,15 \cdot q_u = 28510,30 \text{ kg}$$

$$B_r \geq 182,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow b=13,51 \text{ cm}$$

$$b=h=30 \text{ cm}$$

$$B_r = 30^2 = 900 \text{ cm}^2 .$$

c- Critère de flambement :

$$L_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 288 = 201,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot L_f/b = 3,46 \cdot (201,6/30)$$

$$\lambda = 23,25 < 35 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification des conditions imposée par le **RPA 99** :

- a. $\text{Min} (h, b)=30 \geq 25 \text{ cm}$
 - b. $\text{Min} (h, b)=30 \geq h_e / 20=2,88/20=0,144$
 - c. $1/4 < b / h < 4$
- } condition vérifiée

Donc la section retenue pour Le poteaux est (**30 x 30**) cm^2

◆ Poteau Portique :

$$q_1 = b \cdot h \cdot \rho_b \cdot ((L_0 + L_1)/2)$$

$$q_1 = 0,30 \cdot 0,45 \cdot 2500 \cdot ((4,50 + 4,50)/2) = 1518,75 \text{ kg}$$

$$q_2 = b \cdot h \cdot \rho_b \cdot ((L_3)/2)$$

$$q_2 = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 2500 \cdot (5,06/2) = 759 \text{ kg}$$

$$q_3 = b \cdot h \cdot \rho_b \cdot (L_2/2)$$

$$q_3 = 0,30 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot (9,05/2) = 2036,25 \text{ kg}$$

$$q_5 = G_p \cdot S_p$$

$$S_p = \frac{1}{4} (L_0 + L_1) + (L_2 + L_3)$$

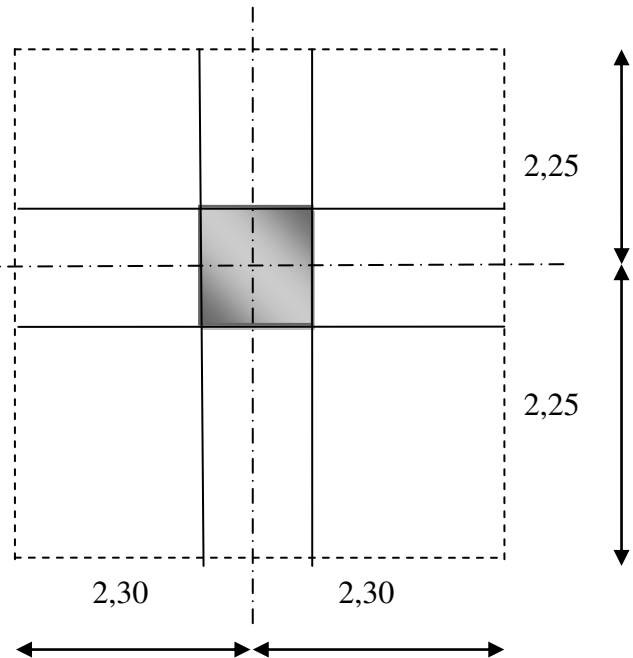


Fig. (II.8): surface afférente du poteau

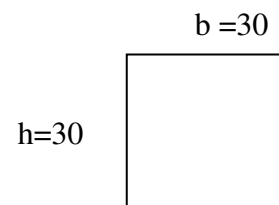


Fig. (II.9): dimension du poteaux

$$S_p = (4,5 + 4,5)/2 \cdot (5,06 + 9,05)/2 = 31,75 \text{ m}^2$$

$$Q_4 = 486 \cdot 31,75 = 15430,5 \text{ kg}$$

$$Q_5 = Q_p \cdot S_p$$

$$Q_5 = 250 \cdot 31,75 = 7937,5 \text{ kg}$$

b- Conditions de stabilité de forme :

On sait que

$$\lambda = L_f/i \leq 35, \quad L_f = 0,7 \cdot L_0$$

$$q_u = 1,35 \cdot (q_1 + q_2 + q_3 + q_4) + 1,5 \cdot q_5$$

$$q_u = 1,35 \cdot (19744,5) + 1,5 \cdot 7937,5$$

$$q_u = 38561,33 \text{ kg}$$

$$N_u = 1,15 \cdot q_u = 44345,52 \text{ kg}$$

$$B_r \geq 283,81 \text{ cm}^2$$

on prend: $B_r = (60-2)(30-2) = 1624 \text{ cm}^2$

c- Critère de flambement :

$$L_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 4,08 = 285,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot l_f / b = 3,46 \cdot (285,6 / 30)$$

$$\lambda = 32,94 < 35 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification des conditions imposée par le **RPA 99** :

a. $\text{Min}(h, b) = 30 \geq 25 \text{ cm}$

b. $\text{Min}(h, b) = 30 \geq h_e / 20 = 2,88 / 20 = 0,144$ } condition vérifiée

c. $1/4 < b / h < 4$

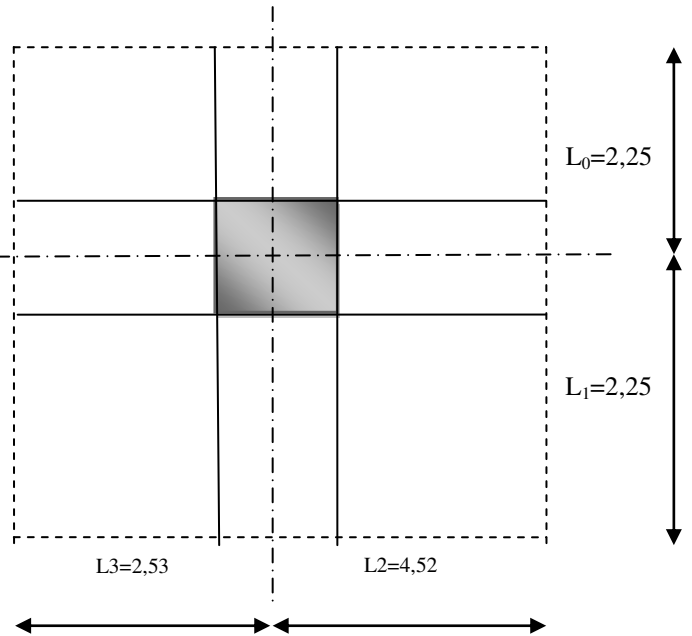
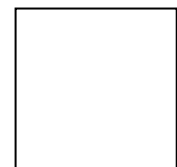


Fig. (II.10): surface afférente du poteau portique

Donc la section retenue pour Le poteaux est (**30 x 60**)cm²

Fig. (II.11): dimension du poteau p

Les différent sections des poteau :

Tab(II.9): section des Poteaux

BLOC	Type	Section (cm ²)
A-B- C-E	Poteau carré	(30x30)
	Poteau portique	(30x60)
D	Poteau portique	(30x60)
CENTRAL	circulaire	(D=40)

II.5 Escalier :

II.5.1 Pré dimensionnement.

l'escalier est un éléments qui permet la circulation verticale et relier les différents niveau d'une

construction et pour notre construction nous avons choisie un escalier à paillasse en béton armé

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de **BLONDEL**.

Pour ce structure, deux type d'escalier est utilisé :

◆ Type 01 :

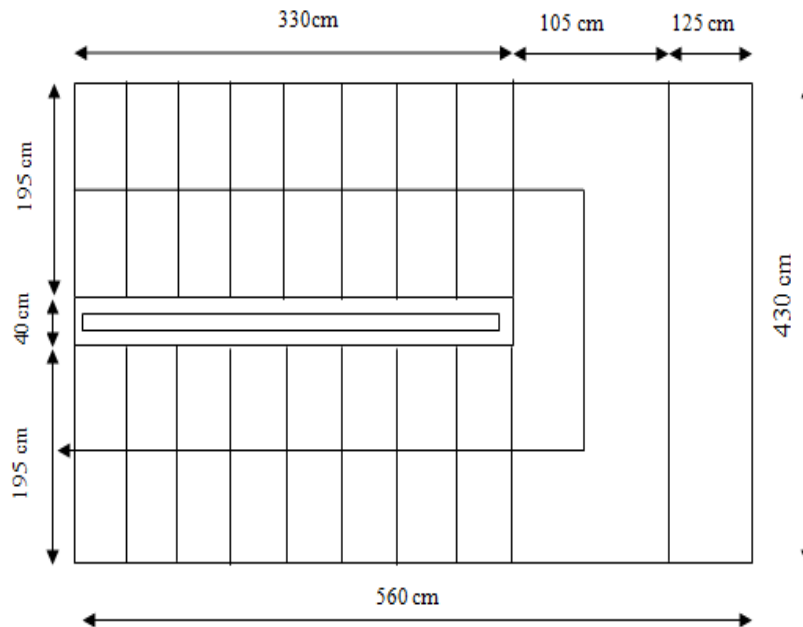


Fig.(II.12): schéma de la cage d'escalier 1

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \quad (\text{II.5})$$

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient :

$$g + 2 h = 64 \quad (\text{II.6})$$

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$n \times h = H_v \quad (\text{II.7})$$

$$(n - 1) g = L \quad (\text{II.8})$$

La hauteur de la volée est égale donc à $H_v = H/2$

En remplaçant (II.7) et (II.8) dans (II.6), nous obtenons :

$$64 n^2 - n (64 + 2 H_v + L) + 2 H_v = 0 \quad (\text{II.9})$$

◆ **Pour étage courant**

Hauteur d'étage : $H=4,08$ m

$H_v = H/2 = 2,04$ m.

Ce ci implique : $64 n^2 - 802n + 408 = 0$

La solution : $n_1 = 0,51$ est refusée, la solution finale est : $n_2 \approx 11$

Finalement :

Le nombre des contremarches : **$n = 12$**

Le nombre des marches : **$n-1 = 11$**

Alors : $h = \frac{H_v}{n}$

$H = 204/12 = 17$ cm.

$g = L/n - 1$

$g = 330/11 = 30$ cm.

$59 \leq 30 + (2.17) \leq 66$ condition vérifiée

L'angle d'inclinaison :

Donc : $\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{artg} \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{artg} \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,54$

On prend **$\alpha=30^\circ$**

II.5.2 Détermination l'épaisseur du volée :

$$L_v/30 \leq e_v \leq L_v/20 \quad (\text{II.10})$$

$$L_v/30 \cos \alpha \leq e_v \leq L_v/20 \cos \alpha \quad (\text{II.11})$$

$$330/30 \cos 30 \leq e_v \leq 330/20 \cos 30$$

$$12,70 \leq e_v \leq 19,05$$

On prend **$e_v=15$ cm**

Epaisseur du palier:

$$L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20 \quad (\text{II.12})$$

$$430/30 \leq e_p \leq 430/20$$

$$14,33 \leq e_p \leq 21,5 \quad \text{On prend } \mathbf{e_p=15cm}$$

◆ Type 02 :

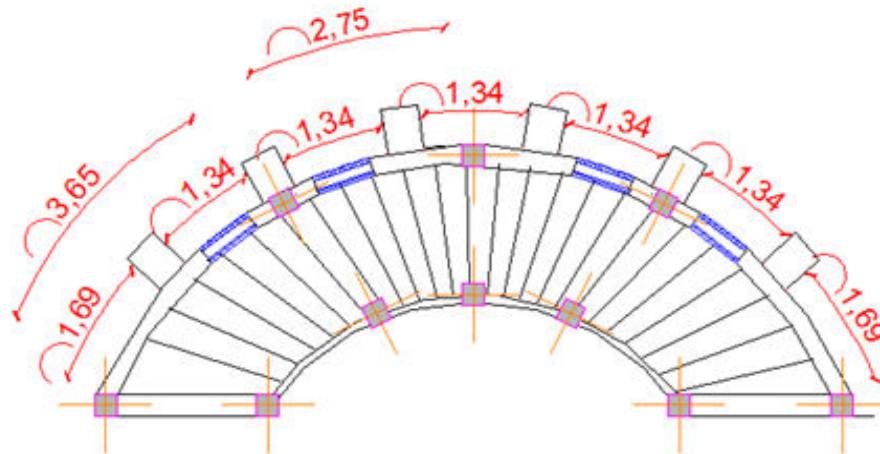


Fig.(II.13): schéma de la cage d'escalier 2

En remplaçant (II.7) et (II.8) dans (II.6), nous obtenons :

$$64 n^2 - n (64 + 2 H_v + L) + 2 H_v = 0$$

◆ Pour étage courant

Hauteur d'étage : $H=4,08$ m

$$H_v = H/2 = 2,04$$
 m.

$$Ce\ ci\ implique : 64 n^2 - 808n + 408 = 0$$

La solution : $n_1 = 0,51$ est refusée, la solution finale est : $n_2 \approx 26$

Finalement :

Le nombre des contremarches : **$n = 26$**

Le nombre des marches : **$n-1 = 25$**

$$Alors : h = \frac{H_v}{n}$$

$$H = 408/26 = 15$$
 cm.

$$g = \frac{L}{n - 1}$$

$$g = 929/25 = 37$$
 cm.

$$59 \leq 30 + (2.15) \leq 66 \dots\dots\dots condition\ vérifiée$$

L'angle d'inclinaison :

$$Donc : \tan \alpha = \frac{h}{n} \Rightarrow \alpha = \text{artg} \frac{h}{n} \quad \alpha = \text{artg} \frac{15}{37} \Rightarrow \alpha = 22$$

On prend $\alpha=22^\circ$

II.5.3 Détermination l'épaisseur du volée :

$$L_v/30 \leq e_v \leq L_v/20$$

$$L_v/30 \cos \alpha \leq e_v \leq L_v/20 \cos \alpha$$

$$365/30 \cos \alpha \leq e_v \leq 365/20 \cos \alpha$$

$$13 \leq e_v \leq 19 \quad \text{On prend } e_v = 15 \text{ cm}$$

II.5.4 Descente de charges :

type 01

volée (paillasse) :

Tab (II.10): charge permanente de volée.

N	Couche	Epaisseur (m)	Q(kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Carrelage horizontal	0,02	2200	44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	2000	40
3	Carrelage vertical	0,02.17/30	2200	24,93
4	Mortier de ciment vertical	0,02.17/30	2000	22,67
5	Poids propre de la paillasse	0,15	2500/ cos α	433,03
6	Poids propre de la marche	0,17	2500/2	212,5
7	Enduit de plâtre	0,015	1000/ cos α	17,32
Charge permanent : G _{volée} = 794,45 Kg/m ² Charge d'exploitation : Q _{volée} = 250 kg/m				

Tab (II.11): charge permanente de palier

N	Couche	Epaisseur (m)	Q(kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de ciment	0,02	2000	40
3	Dalle du palier	0,15	2500	375
4	Enduit de plâtre	0,015	1000	15
Charge permanente : G _{palier} = 474 kg/m ² Charge d'exploitations : Q _{palier} = 250 kg/m ²				

♦ Type 02 :(bloc B)

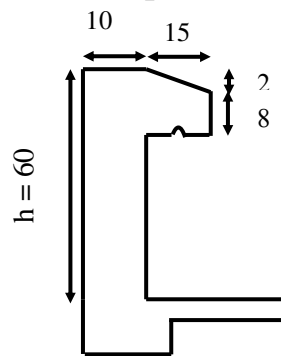
Volée (paillasse) :

Tab (II.12): charge permanente de volée

N	Couche	Epaisseur (m)	Q(kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Carrelage horizontal	0,02	2200	44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	2000	40
3	Carrelage vertical	0,02.15/37	2200	17,84
4	Mortier de ciment vertical	0,02.15/37	2000	16,22
5	Poids propre de la paillasse	0,15	2500/ cos α	407,61
6	Poids propre de la marche	0,15	2500/2	187 ,5
7	Enduit de plâtre	0,015	1000/ cos α	16,30
Charge permanent : G _{volée} =729,47 Kg/m ² Charge d'exploitation : Q _{volée} =250 kg/m				

II.6. Acrotère :

Pour une terrasse inaccessible, on adoptera les dimensions représentées sur la figure ci- contre

**Fig.(II.14):** Acrotère de la terrasse inaccessible



Chapitre III

Etude des planchers

III.1 Etude des dalles pleines :

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimension L_x et L_y appuyés sur 2 ou 3 côtés. Nous désignerons par L_x la plus petite dimension de la dalle et L_y la plus grande. Dans l'étude des

dalles, on considère généralement une bande de 1m de largeur c.à.d que:

L on a $b=100\text{cm}$.

Pour le calcul des dalles, nous distingueront deux cas :

a-dalle portant sur deux (02) sens si : $0,4 < L_x / L_y < 1$ et la dalle est uniformément

b-dalle ne portant que dans un (01) seul sens si: $L_x / L_y < 0,4$

Remarque: dalle non exposé aux intempérie $\Rightarrow c = 1 \text{ cm}$ et

diamètre max $\Phi \leq h_d/10 = 15\text{cm}$ on prend $\Phi = 10 \text{ cm}$

III.1.1 Descente de la charge :

Pour une bande de 1m de longueur $\Rightarrow q_u = q_u \cdot 1\text{m}$

Pour une bande de 1m de largeur $\Rightarrow q_s = q_s \cdot 1\text{m}$

Evaluation des charges:

- Les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite :

Terrasse : $G = 696\text{kg/m}^2$; $Q = 100\text{kg/m}^2$

Etage courant : $G = 581\text{kg/m}^2$; $Q = 400\text{kg/m}^2$

Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tab(III.1): évaluation des charges sur les poutrelles

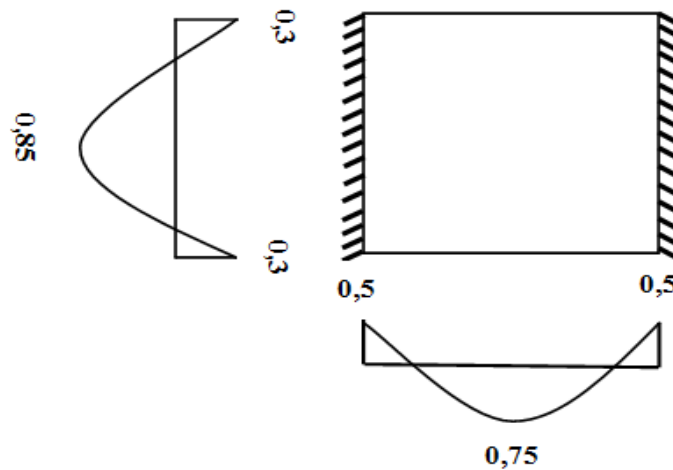
	Terrasse (kg/ml)	Etage courant (kg/ml)
ELU	$(1,35 \times 696) + (1,5 \times 100) = 1089,6$	$(1,35 \times 581) + (1,5 \times 400) = 1384,35$
ELS	$696 + 100 = 796$	$581 + 400 = 981$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{ux} = M_{ux} \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{uy} = M_{uy} \cdot M_{ux} \\ M_{xu} = \mu_{xu} \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{yu} = \mu_{yu} \cdot M_{xu} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{sx} = M_{sx} \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{sy} = M_{sy} \cdot M_{sx} \\ M_{xs} = \mu_{xs} \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{ys} = \mu_{ys} \cdot M_{xs} \end{cases}$$

Tab(III.2): moment fléchissant pour panneau

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	μ_x	μ_y	ELU(kg.m)		ELS(kg.m)	
						Mux	Muy	Msx	Msy
I	3.76	6.57	0.57	0.0865 0.0910	0.2582 0.4357	1692.92	437.11	1780.99	775.97

Mode d'encastrement**Fig.(III.1):** Schéma statique de panneaute dalle**III.1.2 Détermination des sollicitation maximale :****Sens x-x****◆ En travée :**

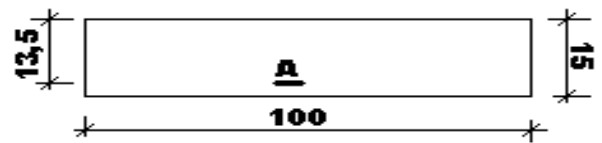
$$M_{t_{\max}} = 12696.9 \text{ N.m}$$

$$M_{t_{s\max}} = 13357.42 \text{ N.m}$$

◆ En appuis :

$$M_{a_{\max}} = 8464.6 \text{ N.m}$$

$$M_{a_{s\max}} = 8904.95 \text{ N.m}$$

**Fig.(III.2):** section de calcul en travée**Sens y-y****◆ En travée :**

$$M_{t_{\max}} = 3715.43 \text{ N.m}$$

$$M_{t_{s\max}} = 6595.74 \text{ N.m}$$

◆ En appuis :

$$M_{a_{\max}} = 1311.33 \text{ N.m}$$

$$M_{a_{s\max}} = 2327.91 \text{ N.m}$$

III.1.3 Calcul du ferrailage :**Sens x-x****◆ En travée :****ELU :** $M_{tu} = 12696.9 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \cdot d^2 \cdot b} \quad (\text{III.1})$$

$$\mu = \frac{12696.9}{14,16 \times 13,5^2 \times 100} = 0.049$$

$$\alpha = 0.062 \quad \mu = 0,049 < \mu_L = 0,186 \quad \Rightarrow \text{A' n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad (\text{III.2})$$

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

$$\beta = 0,974$$

$$A = \frac{12696.9}{0,974 \times 348 \times 13,5} = 2.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_c} = \frac{2,1}{400} \cdot 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \quad (\text{III.3})$$

$$A_{\min} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\max} = (A_{\min}; A_{\text{col}}) = 2.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } A = 4T10 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e_p = 25 \text{ cm} < \min(3 \text{ h}; 33 \text{ cm})$$

ELS : $M_{ts} = 13357.42 \text{ N.m}$ Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{- section rectangulaire} \\ \text{- feE400} \\ \text{- flexion simple} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Rightarrow (\sigma_b \leq \sigma_b) = 0.6 f_{c28} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

fissuration peu nuisible aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma_s$)

$$\gamma = \frac{12696,9}{13357,42} = 0,950$$

$$\alpha \leq \frac{0,950-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,225 > \alpha=0,062 \quad \dots\dots\dots C.V.$$

⇒ les armatures calculées à L'ELU sont conviennent .

◆ **En appuis :**

ELU : $M_{au} = -8464.6 \text{ N.m}$

$\mu = 0,0328 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_L$

⇒ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 0.041$

$\beta = 0,983 \quad A = 1.83 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{min} ; A_{cal}) = 1.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : $A = 4\text{T}10 / \text{ml} \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$e_p = 25 \text{ cm}$

ELS : $M_{as} = 8904.95 \text{ N.m}$

IDEM que le sens x-x en travée

⇒ $\alpha = 0.034 < 0,041$

⇒ les armatures calculées à L'ELU conviennent

sens y-y :

◆ **En travée :**

ELU $M_t = 3715,43 \text{ N.m}$

$\mu = 0,016 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_L$

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

$\alpha = 0,021 \quad \beta = 0,991$

$A = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 12,5$

$A_{min} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{min}; A_{col}) = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : $A = 4\text{T}10 / \text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$e_p = 25 \text{ cm} < \min(2h, 33\text{cm})$

ELS : $M_{ts} = 6595,74 \text{ N.m}$

IDEM que le sens x-x en travée

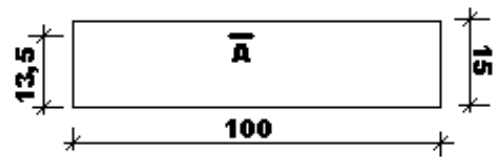


Fig.(III.3) : Section de calcul en appui

$\alpha = 0,025 < 0,021$ condition vérifiée

⇒ les armatures calculées à L'ELU conviennent

◆ **En appuis :**

ELU : $M_a = -1311,33 \text{ N.m}$

$\mu = 0,005 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_L$

⇒ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 0,007 \quad \beta = 0,997$

$A = 0,302 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

$A_{\min} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A = \max(A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : $A = 4\text{T}10 / \text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$e_p = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45\text{cm})$

ELS : $M_a = -2327,91 \text{ N.m}$

IDEM que le sens x-x en travée

$\alpha = 0,009 < 0,007$ condition vérifiée

⇒ les armatures calculées à L'ELU conviennent

III.1.4.Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot x \cdot d} \leq \tau_u \quad (\text{III.4})$$

$$\tau_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

sens y.y

$$T_y = \frac{q}{2L_y + L_x} = \frac{1384,35}{2,6,57 + 3,76} = 819,14 \text{ N}$$

sens x.x :

$$T_x = \frac{q}{3L_y} = \frac{1384,35}{3(6,57)} = 702,35 \text{ N}$$

$$\tau_{ux} = \frac{702,35}{100 \cdot 13,5 \cdot 100} = 0,0052 \text{ MPa} < \tau_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau_{uy} = \frac{819,14}{100 \cdot 13,5 \cdot 100} = 0,0061 \text{ MPa} < \tau_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.1.5 vérification de la flèche :

si les conditions suivantes sont vérifiées => il n'est pas nécessaire de calculer la flèche
(Article A-4-6 et B-6-5)

$$1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_{0x}} \quad (\text{III.5})$$

$$2. \frac{A}{b \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad (\text{III.6})$$

On vérifie le panneau le plus défavorable

$$1- \frac{h}{L_x} = \frac{15}{376} = 0,04 < \frac{1}{20} \frac{12696,9}{8464,6} = 0,075 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{A}{b \cdot d} < \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < 0.01 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

donc les conditions vérifiées

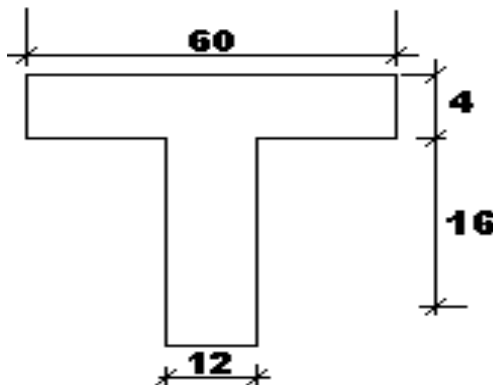
III.2: Etude des planchers à corps creux :**III.2.1 plancher d'étage courant :****III.2.1.1: dimensionnement des poutrelles**

Fig.(III.4) :Dimension la poutrelle

$$ht = 20 \text{ cm.}$$

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

$$b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$ht - h_0 = 16 \text{ cm.}$$

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

III.2.1.2 Evaluation des charges:

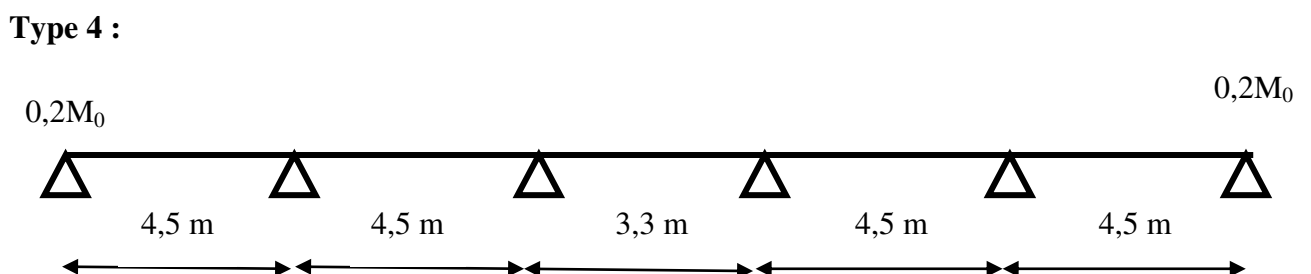
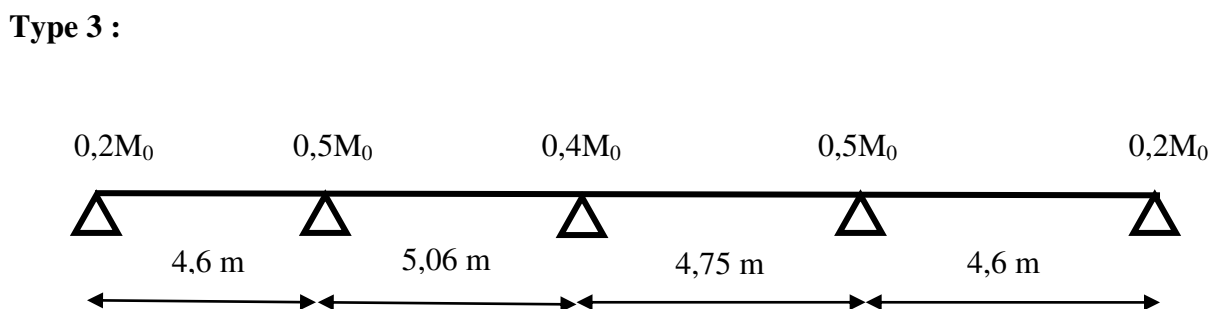
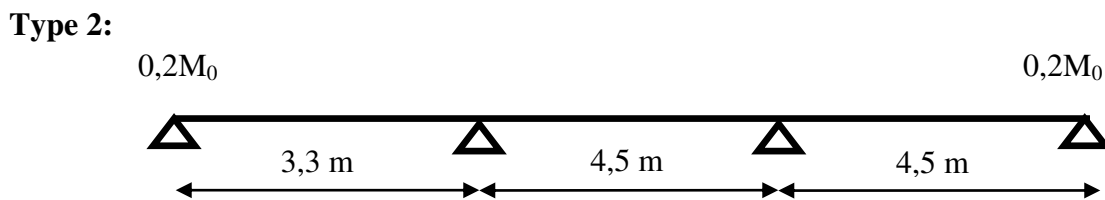
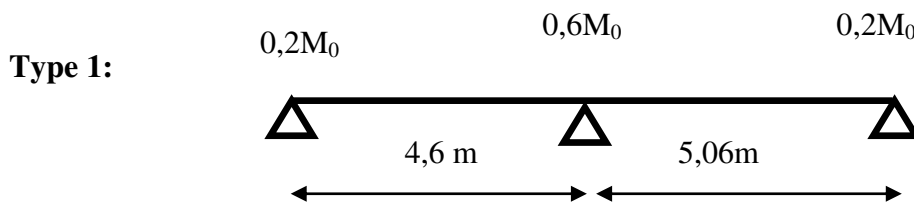
Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

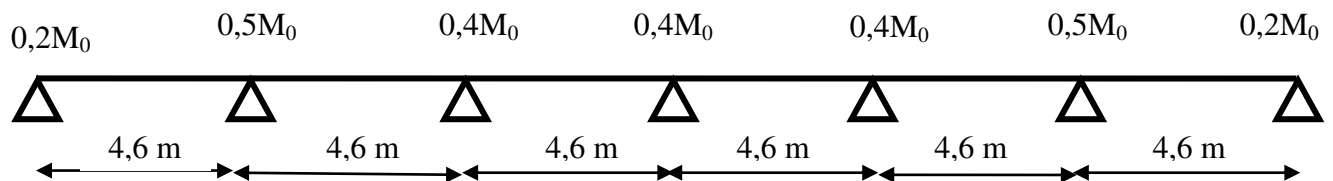
Tab (III.3) : Evaluation des charges sur les poutrelles

		ELU [kg/ml]	ELS [kg/ml]
Plancher (16+4)	Terrasse	$(1,35.601+1,5.100).0,6=576,81$	$(1,35.486+1,5.250).0,6=618,66$
	Etage	$(601+100).0,6=420,6$	$(486+250).0,6=441,6$
Plancher(20+4)	Terrasse	$(1,35.641+1,5.100).0,6=609,21$	$(641+100).0,6=444,6$
Plancher(25+5)	Terrasse	$(1,35.701+1,5.100).0,6=657,81$	$(701+100).0,6=480,6$

Type des poutrelles:

Le plancher terrasse à corps creux présente (kg.m)



Type 5:**Condition d'application de la méthode forfaitaire :BAEL 91(art 8.6.22.10)**

◆ Pour la détermination des moments fléchissent et des efforts tranchants ,On utilise la méthode **forfaitaire** et pour cela les conditions suivants doivent être vérifiées

1. Deux fois la charge permanent doit être supérieur ou égale à la charge d'exploitation ($2G \geq Q$).

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.

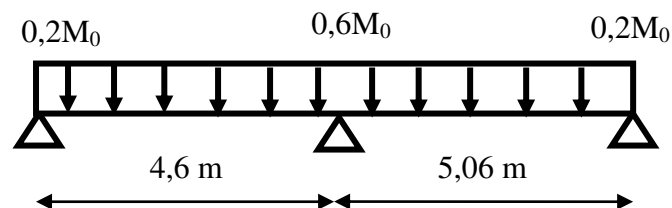
3. le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Remarque : on applique cette méthode pou les types 2 et 4,mais pour les autres types on utilise «la méthode des trois moments » (le condition 3 n'est pas vérifiée).

a. Méthode forfaitaire: (exemple de calcule: type 1)

Type 1:

Moments en appuis : $M_0 = ql^2/8$

Tab(III.4) : Moment en appui

Moment en appui	ELU (kg.m)	ELS (kg.m)
0,2 M ₀	327,27	233,61
0,6 M ₀	981,82	700,82
	1187,99	847,99
0,2 M ₀	395,99	282,66

$$\alpha = Q/(Q+G) \quad (\text{III.7})$$

$$\alpha = 250/(250+486) = 0,34$$

- Moments en travée :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max [(1+0,3\alpha), 1,05] \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq \max \{1,05M_0; 1,04M_0\} \cdot (M_w + M_e)/2$$

$$\Rightarrow M_t \geq 1,05M_0 \cdot (M_w + M_e)/2$$

$$\Rightarrow M_t \begin{cases} \text{ELU} & M_{t1} = 1065,19 \text{ Kg.m} & M_{t2} = 1389,76 \text{ Kg.m} \\ \text{ELS} & M_{t1} = 760,33 \text{ Kg.m} & M_{t2} = 992,01 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$a = L/1 + \sqrt{\frac{Me + Mt}{Mw + Mt}} \quad (\text{III.8})$$

$$b = L/1 + \sqrt{\frac{Mw + Mt}{Me + Mt}} \quad (\text{III.9})$$

$$V_w = -\frac{(Me + Mt)}{a/2} \quad (\text{III.10})$$

$$V_e = \frac{(Me + Mt)}{b/2} \quad (\text{III.11})$$

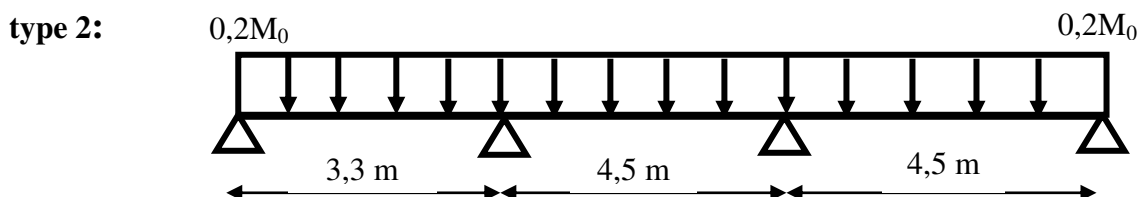
$$a = \frac{4,6}{1 + \sqrt{\frac{1187,99 + 1065,19}{327,27 + 1065,19}}} = 2,02m$$

$$b = \frac{5,06}{1 + \sqrt{\frac{327,27 + 1065,19}{1187,99 + 1065,19}}} = 2,58m$$

$$V_w = -\frac{(1187,99 + 1065,19)}{2,02/2} = -1375,54 \text{ Kg}$$

$$V_e = \frac{(327,27 + 1065,19)}{2,58/2} = 1749,77 \text{ Kg}$$

b. Méthode des trois moments : (exemple de calcul: type 2)



$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 L_1 + 2M_2(L_1 + L_2) + M_3 L_2 = -6EI(\theta_2^g + \theta_2^d) \\ M_2 L_2 + 2M_3(L_2 + L_3) + M_4 L_3 = -6EI(\theta_3^g + \theta_3^d) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(III.12)} \\ \text{(III.13)} \end{array}$$

On soit que : $M_1 = 0,2M_0$

$M_4 = 0,2M_0$

$$\theta_1^g = q \cdot L_1^3 / (24EI) \quad \theta_2^d = \theta_3^g = q \cdot L_2^3 / (24EI) \quad \theta_3^d = q \cdot L_3^3 / (24EI)$$

$$L_1 = 3,3 \text{ m.}$$

$$L_2 = 4,5 \text{ m.}$$

$$L_3 = 4,5 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 \cdot 3,3 + 2M_2 \cdot 7,8 + M_3 \cdot 4,5 = -6EI \cdot (q \cdot 3,3^3 / 24EI) + (q \cdot 4,5^3 / 24EI) \\ M_2 \cdot 4,5 + 2M_3 \cdot 9 + M_4 \cdot 4,5 = -6EI \cdot (q \cdot 4,5^3 / 24EI) + (q \cdot 4,5^3 / 24EI) \\ M_1 = M_4 = 0,2M_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 3,3 \cdot 0,2 \cdot q l_1^2 / 8 + 15,6M_2 + 4,2M_3 = -31,77q \\ 4,5M_2 + 18M_3 + 4,5 \cdot 0,2 \cdot q l_2^2 / 8 = -45,56q \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,89q + 15,6M_2 + 4,5M_3 = -31,77q \dots \dots \dots (1) \\ 4,5M_2 + 18M_3 + 2,28q = -45,56q \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

D'après (1) :

$$0,89q + 15,6M_2 + 4,5M_3 = -31,77q$$

$$M_2 = -0,28M_3 - 2,09q$$

$$\text{De (2) et (1) :} \quad M_3 = -2,29q \quad M_2 = -1,45q$$

◆ **Les moment en appuis :**

$$M_0 = ql^2 / 8$$

$$M_1 = 0,2 \cdot 618,66 \cdot 3,3^2 / 8 \Rightarrow M_1 = 168,43 \text{ kg.m}$$

$$M_4 = 0,2 \cdot 618,66 \cdot 4,5^2 / 8 \Rightarrow M_4 = 313,19 \text{ kg.m}$$

◆ **Les moment en travée :**

$$M_t = ql^2 / 8$$

$$M_{t1} = 842,15 \text{ kg.m}$$

$$M_{t2} = M_{t3} = 1565,98 \text{ kg.m}$$

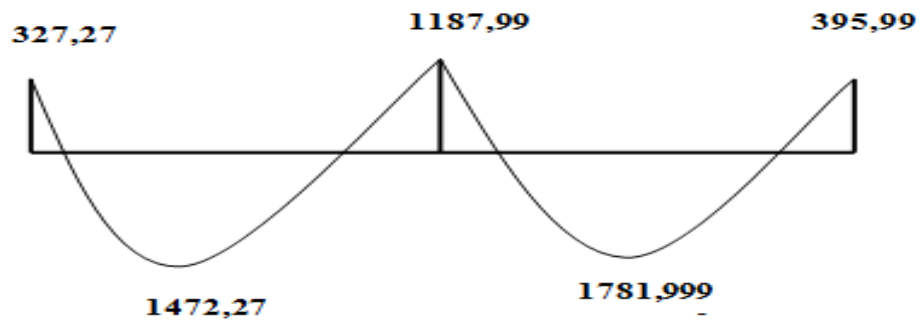
Tab(III.5) : Les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchant

type	ELU		ELS		T _{max} (kg)
	Ma _{max} (kg.m)	Mt _{max} (kg.m)	Ma _{max} (kg.m)	Mt _{max} (kg.m)	
01	1187,99	1781,99	847,99	1271,99	2108,32
02	1419,82	1565,98	1013,47	1117,80	2408,12
03	1554,54	989,99	706,66	1109,63	2057,72
04	1473,31	1565,98	1051,71	1117,8	3356,4
05	818,18	1554,53	584,01	1109,63	1950,32
06	818,18	1230,38	584,02	878,25	1667,34
07	818,18	1554,53	584,01	1109,63	1952,83
08	1228,41	1719,78	896,49	1255,09	1937,11
09	1228,41	1719,78	896,49	1255,09	1937,11
10	740,50	1036,70	540,41	756,58	1503,99
11	1154,87	1385,84	843,75	1012,50	1872,90
12	1884,33	2261,20	1376,71	1652,05	2392,36
13	1154,87	1616,81	843,76	1181,25	1951,71
14	1884,33	2638,07	1376,71	1927,39	2493,03
15	2349,76	3289,67	1716,75	2403,45	2783,95
16	594,07	831,70	867,11	606,98	1347,11
17	981,81	1148,56	700,82	819,84	1697,19
18	979,47	1061,09	714,81	774,38	1608,31
19	1409,84	1565,98	1054,91	1117,8	3333,55
20	818,18	1230,38	584,02	817,62	1667,34
21	1210,94	1565,98	867,01	1117,8	2999,55
22	1455,61	1636,35	1135,04	1168,03	3321,17
23	818,18	1230,38	584,02	817,62	1667,34

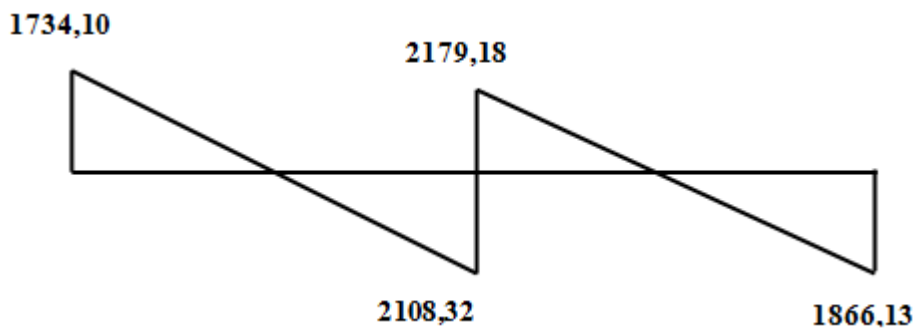
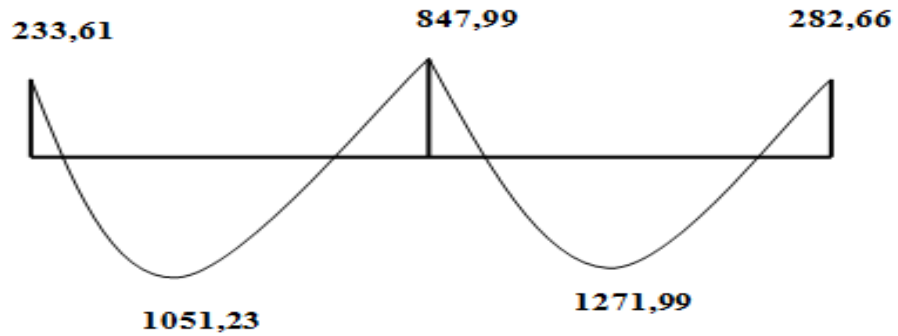
III.2.1.3 Diagrammes des moments:(kg.m) fléchissant et des efforts tranchants (kg)

Type01 :

ELU

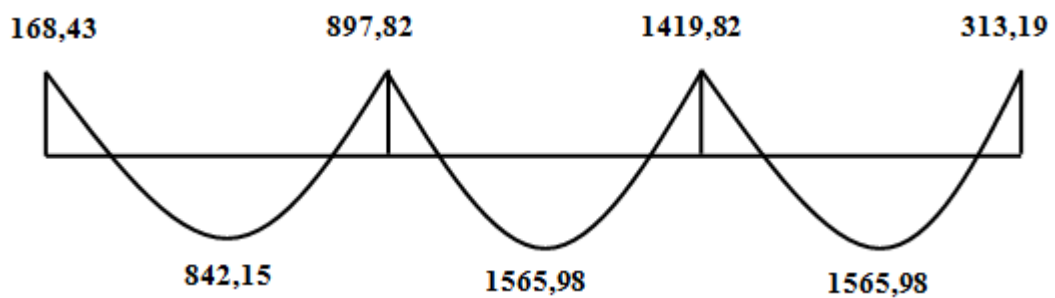


ELS

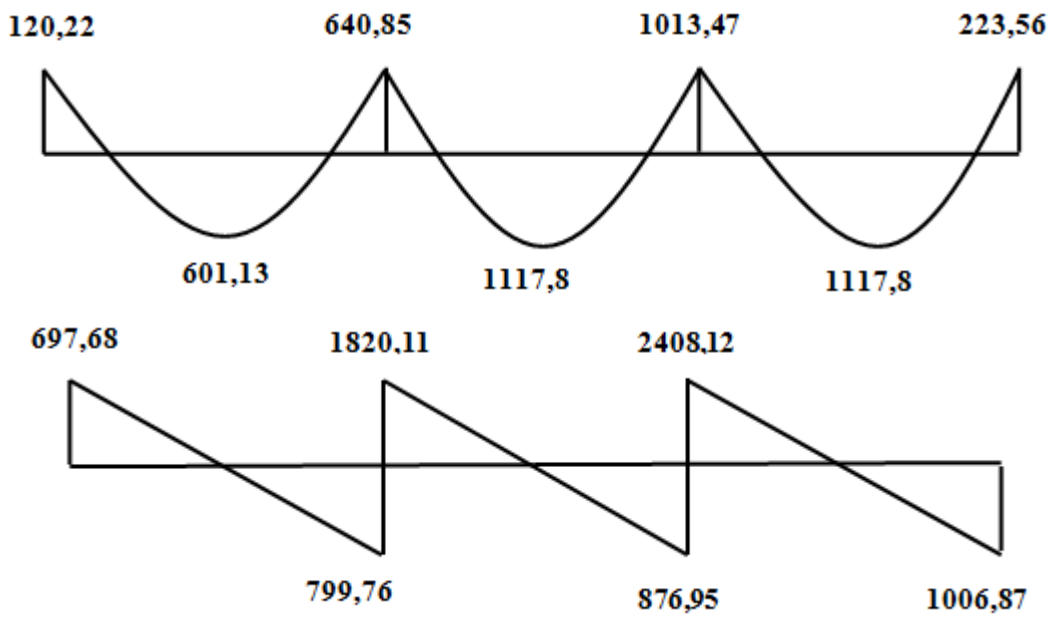


Type 02 :

ELU

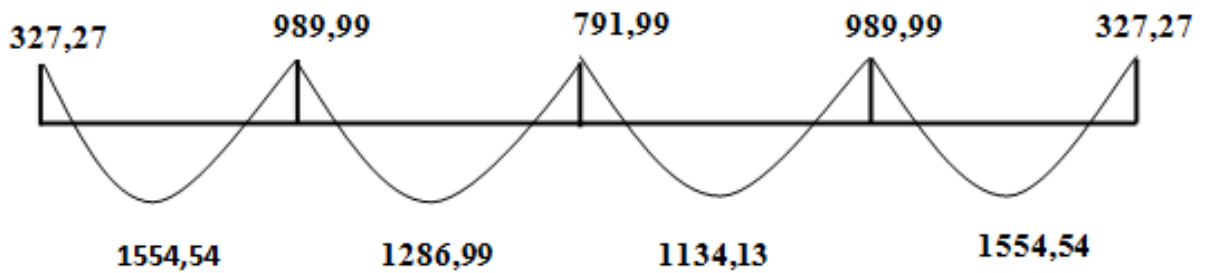


ELS

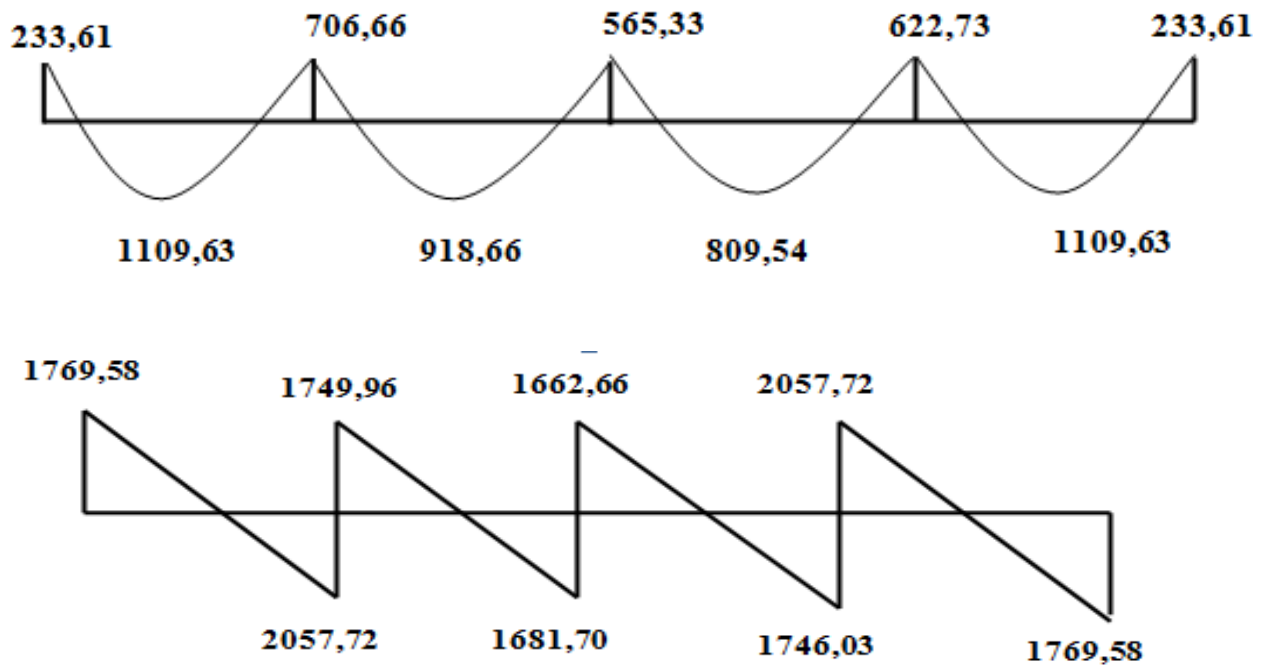


Type 03 :

ELU

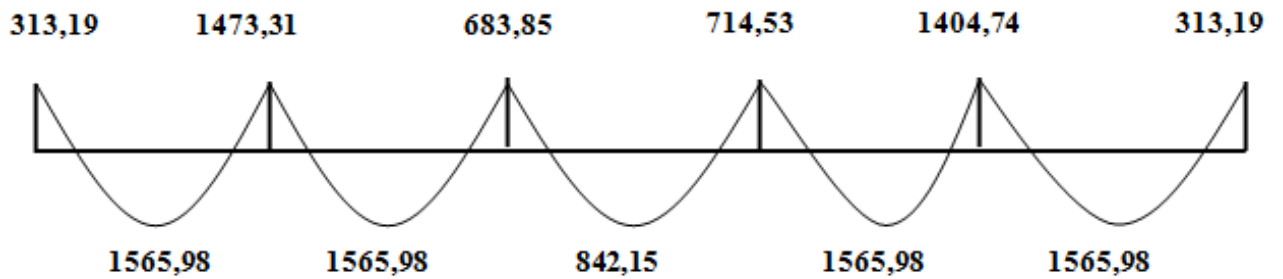


ELS

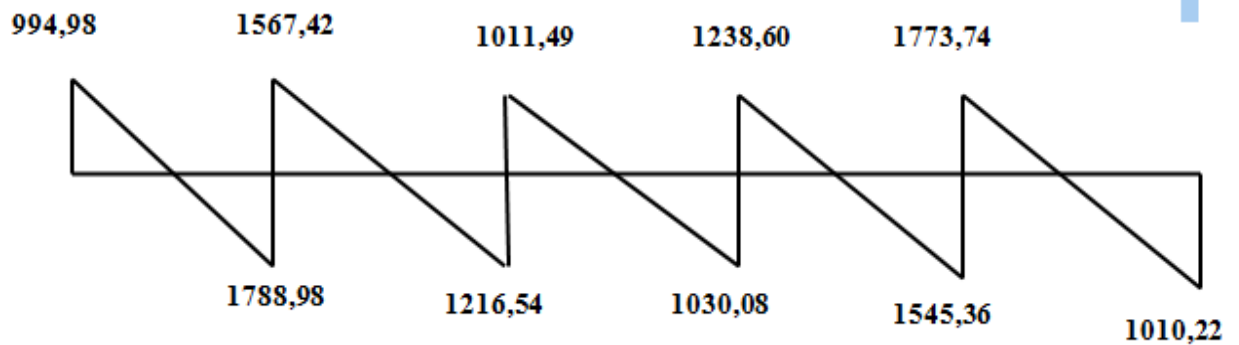
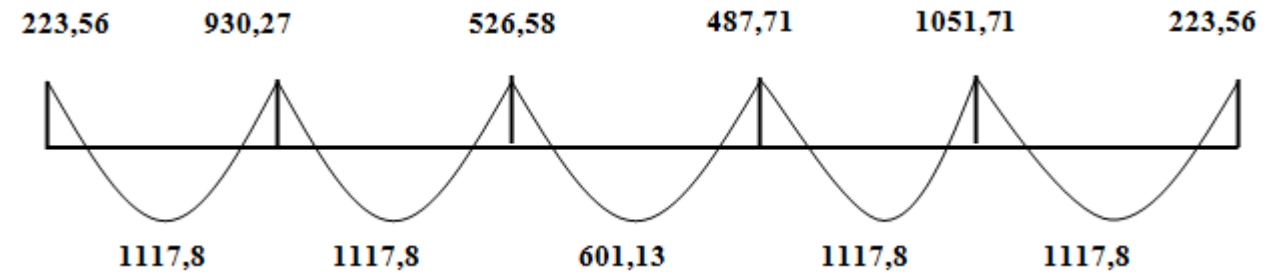


Type 04 :

ELU

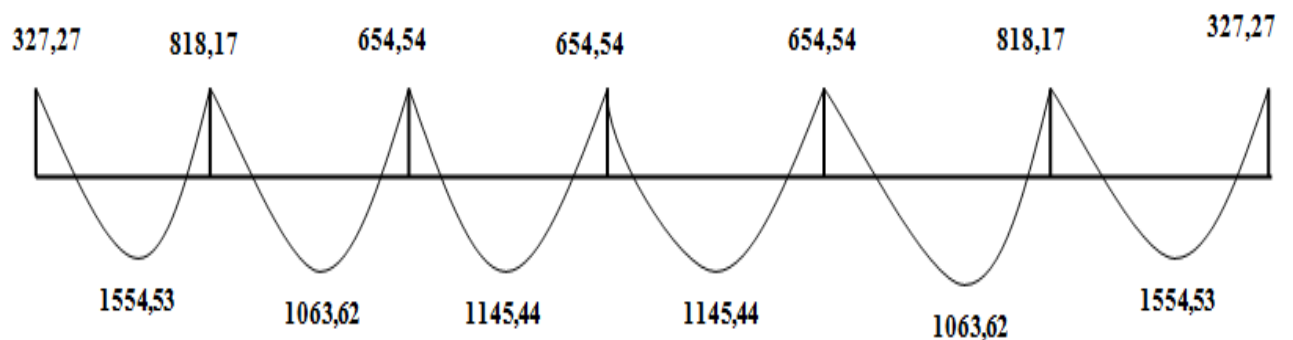


ELS

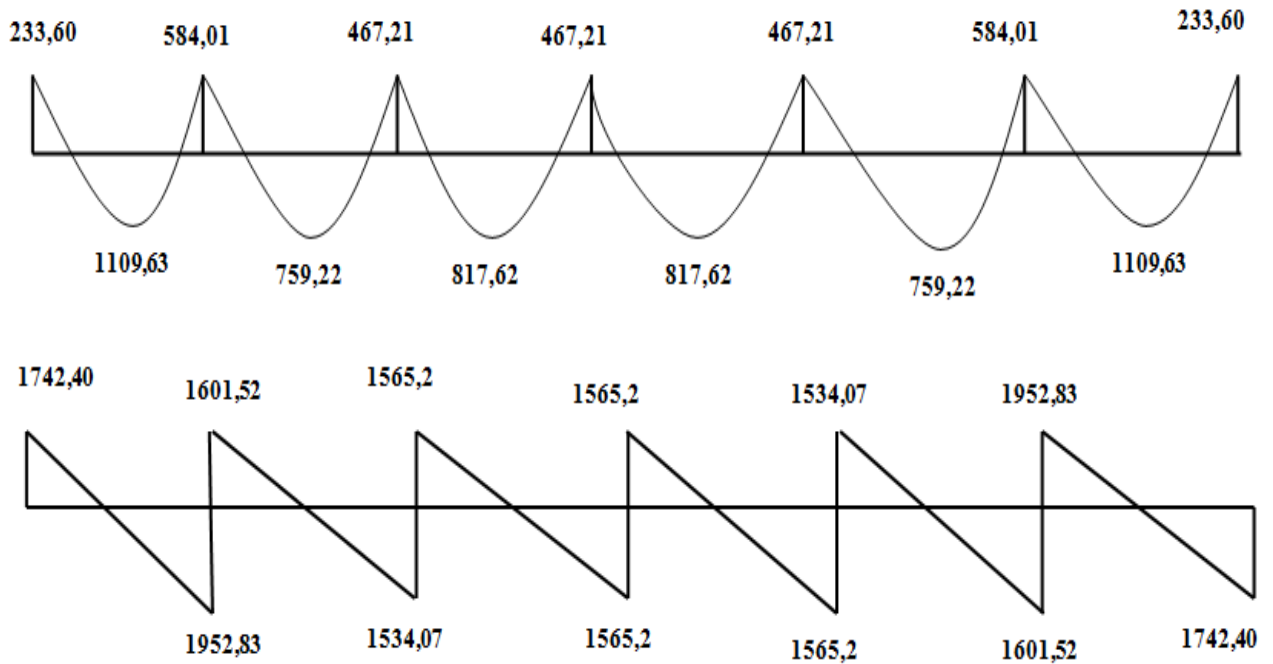


Type 05 :

ELU



ELS



Tab(III.6): sollicitation maximales

Type de plancher	ELU		ELS		T (kg)
	Ma (kg.m)	Mt (kg.m)	Ma (kg.m)	Mt (kg.m)	
(16+4)	1473,31	1875,58	1135,04	1246,62	3356,4
(20+4)	1889,08	2046,5	1378,65	1493,53	2233,58
(25+5)	2349,77	4182,58	2349,72	3055,82	2885,48

III.2.1.4 Détermination du ferrailage :

◆ En travée:

ELU : $M_{tU} = 1875,94 \text{ kg.m} = 18759,4 \text{ N.m}$

calcul des moments de la table:

$M_o = \sigma_b \cdot b \cdot h_o \cdot (d - h_o/2) = 14.16 \times 60 \times 4 \times (18 - 4/2) = 54374,4 \text{ N.m}$

$M < M_o \Rightarrow$ l'axe rentre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension $(bxh)=(60 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18759,4}{14,16 \times 60 \times 18^2} = 0.068$$

$\mu = 0.068 < \mu_1 = 0.392$

$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$

et $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$

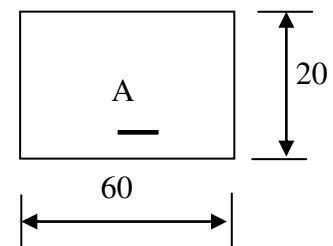


Fig. (III.5) : Section de calcul en travée

$$\alpha = 0,088 \quad \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18759,4}{348 \cdot 0,965 \cdot 18} = 3,103 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 3T12 / ml $\Rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

ELS :

Fissuration peu nuisible ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$) si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$

Flexion simple }
 Section rectangulaire }
 FeE400 }

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

Les tout $\Rightarrow A_U$ conviennent

◆ **En appuis :**

ELU : $Ma_u = 1473,31 \text{ kg.m}$

Comme la table se trouve dans la partie tendue \Rightarrow la section de calcul sera donc un rectangle de dimension $(bxh) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14733,1}{14,16 \times 12 \times 18^2} = 0,268$$

$$\mu = 0,268 < \mu_1 = 0,392$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_1$$

$$\text{et } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0,398$$

$$\beta = 0,840$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 2,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 2T14 / M $\Rightarrow A = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

ELS :

Même chose qui en travée ,les armatures de ELU sont conviennent

III.2.1.5 Ferrailage transversal :

$$T_u = 3356,6 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \cdot d} = 1,55 \text{ Mpa} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = 0,05 f_c 28 = 1,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,861 < \bar{\tau} \Rightarrow$ les armatures tranches sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne .

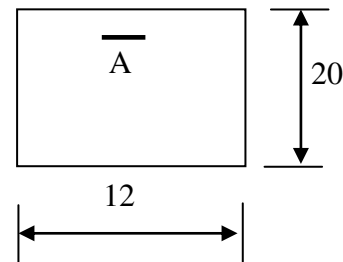


Fig. (III.6) : Section de calcul en appuis

$$\phi 6 \geq \min(\phi_l^{\max}; \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}) = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

Ecartement des armatures transversales :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_o (\tau_u - 0.3 f_c 28)} \quad (\text{III.14})$$

$$\delta_{t1} = -2.81 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \quad (\text{III.15})$$

$$\delta_{t2} = 19.4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 x b_o} \quad (\text{III.16})$$

$$\delta_{t3} = 46.66 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm.}$$

III.2.1.6 vérification des conditions d'appuis :

appuis de rive :

$$T_u^{\max} \leq 0.267 \cdot d \cdot b_o \cdot f_c 28 = 129762 N$$

$$\Rightarrow 33566 N < 129762 N \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$T_u = \frac{Mu}{0.9 \times d} < 0 \quad (\text{III.17})$$

$$T_u < 0 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

\(\Rightarrow\) L'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales.

III.3. vérification des flèches :

l'article (B-6-8-4-24) des règles BAEL 91 ; nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \left(\frac{M_{iser}}{M_{aser}} \right)$$

$$3. \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

- avec : L : portée entre nus d'appuis.
 H : hauteur totale de la poutre.
 D : hauteur utile de la section.
 B : largeur de la nervure.

M_{tsr} : moment maximale dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples.

A: section de armatures tendues.

f_e : limite élastique de l'acier utilisé (en Mpa).

$$1. \frac{h}{L} = \frac{24}{568} = 0.042 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = 0.042 > \frac{1}{15} \left(\frac{1493.53}{1378.65} \right) = 0.072 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{b_o \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 21.6} = 0.013 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition (2) n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire (article B .6.5.2 BAEL91)

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale (P=G+charge d'exploitation).

j : charge permanente avant mise en place des cloisons (j =g-75 kg/m²).

Calcul de la flèche : μ

On a : $g = g' \cdot b$ avec: $b = 0.6 \text{ cm}$.

$$g = 486 \times 0.6 = 291.6 \text{ kg/ml}$$

$$q = (486 + 250) \times 0.6 = 441.6 \text{ kg/ml}$$

$$j = (486 - 75) \times 0.6 = 246.6 \text{ kg/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0,75 \frac{gL^2}{8} = 0,75 \frac{291,6 \cdot (4,60)^2}{8} = 578,46 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0,75 \frac{qL^2}{8} = 0,75 \frac{441,6 \cdot (4,60)^2}{8} = 876,02 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0,75 \frac{jL^2}{8} = 0,75 \frac{246,6 \cdot 4,60^2}{8} = 489,19 \text{ N.m}$$

Module de déformation longitudinale:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

E_i : le module de déformation instantanée du béton pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

E_v : le module de déformation différée du béton pour les charges de longue durée d'application .

Calcul du moment d'inertie I_o :

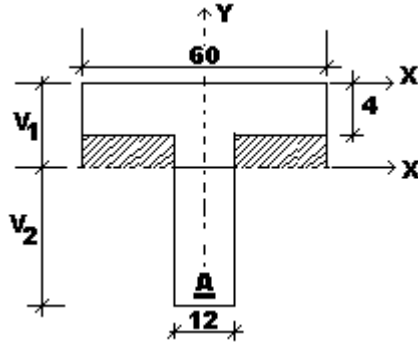


Fig.(III.7). Section de poutrelle

I_o : moment d'inertie de la section homogène.

$$B = b_o x h + (b - b_o) h_o + 15 x A$$

$$B = 12 x 20 + (60 - 12) 4 + 15 x 3.39$$

$$B = 482.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[b_o \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_o) \frac{h_o^2}{2} + 15 x A x d \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{482.85} \left[12 \cdot \frac{20^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 x 3.39 x 18 \right]$$

$$V_1 = 7.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12.34 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b_o}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_o) h_o \left[\frac{h_o^2}{12} + (V_1 - \frac{h_o}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - C_1)^2$$

$$I_o = \frac{12}{3} (7.66^3 + 12.34^3) + (60 - 12) x 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.66 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 x 3.39 x (12.34 - 2)^2$$

$$I_o = 21157.64 \text{ cm}^4$$

Ou bien :

$$V_1 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$V_1 = \frac{60 x 4 x 2 + 16 x 12 x 12 + 15 x 3.33 x 18}{60 x 4 + 16 x 12 + 15 x 3.39} = 7.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12.34 \text{ cm}$$

$$I_o = I_b + I_a$$

$$I_b = I_1 - I_2 + I_3$$

$$I_1 = \frac{60 \times (7.66)^3}{3} = 8989.10 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{(60 - 12) \times (7.66 - 4)^3}{3} = 784.44 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{12 \times (12.34)^3}{3} = 7516.32 \text{ cm}^4$$

$$I_b = 15720.98$$

$$I_a = 15 \times 3.39 \times (12.34 - 2)^2 = 5436.66 \text{ cm}^4$$

$$I_o = I_b + I_a = 15720.98 + 5436.66$$

$$I_o = 21157.64 \text{ cm}^4$$

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

le pourcentage des armatures(ρ):

$$\rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \quad (\text{III.12})$$

$$\rho = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

tableau

$$\rho_1 = \rho \cdot 100 \times 0.013 = 1.5 \longrightarrow \beta_1 = 0.839$$

calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{Mg}{A \beta_1 d} = \frac{578,46}{3,39 \times 0,839 \times 18} = 11,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp}{A \beta_1 d} = \frac{876,02}{3,39 \times 0,839 \times 18} = 17,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{Mj}{A \beta_1 d} = \frac{489,19}{3,39 \times 0,839 \times 18} = 9,55 \text{ MPa}$$

Calcul μ_g , μ_p et μ_j :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 11,29 + 2,1} = 1,323$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + ft_{28}} = \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 17,11 + 2,1} = 1,175$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + ft_{28}} = \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 9,55 + 2,1} = 1,375$$

Calcul des moments d'inerties fictifs (I_f) :

$$I_f = 1,1 I_0 / (1 + \lambda \cdot \mu)$$

$$\lambda_i = \frac{0,056 ft_{28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \times 0,015} \quad , \lambda_i = 2,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 ft_{28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \quad , \lambda_v = 1,08$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 21157,64}{(1 + 1,08 \times 1,323)} = 9582,11 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 21157,64}{(1 + 2,69 \times 1,323)} = 5105,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 21157,64}{(1 + 2,69 \times 1,175)} = 5593,56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 21157,64}{(1 + 2,69 \times 1,375)} = 4953,11 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \frac{578,46 \times (460)^2}{10 \times 10818,86 \times 9582,11} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = \frac{578,46 \times (460)^2}{10 \times 32164,19 \times 5105,08} = 0,07 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = \frac{876,02 \times (460)^2}{10 \times 32164,19 \times 5593,56} = 0,10 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^j} = \frac{489,19 \times (460)^2}{10 \times 32164,19 \times 4953,11} = 0,06 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,12 - 0,06) + (0,10 - 0,07) = 0,09 \text{ cm}$$

- la flèche maximale admissible : (article B6.5.3 B.A.E.L91)

si la portée L est au plus égale à 5m

$$\text{si } L \leq 5\text{m} \Rightarrow \Delta f_{\text{tmax}} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92\text{cm}$$

$\Delta f_t = 0.09\text{cm} < \Delta f_{\text{tmax}} = 0.92\text{cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

Tab(III.7):ferraillage du plancher

Ferraillage	Plancher(16+4)	Plancher (20+4)	Plancher (25+5)
En travée	3T12	3T12	3T14
En appuis	2T14	2T14	2T14

Tab(III.8):Vérification de la flèche

Plancher	(16+4)	(20+4)	(25+5)
Δf_t	0,09	0,12	0,16
Δf_{max}	0,92	1,14	1,51
$\Delta f_t < \Delta f_{\text{tmax}}$	CV	CV	CV

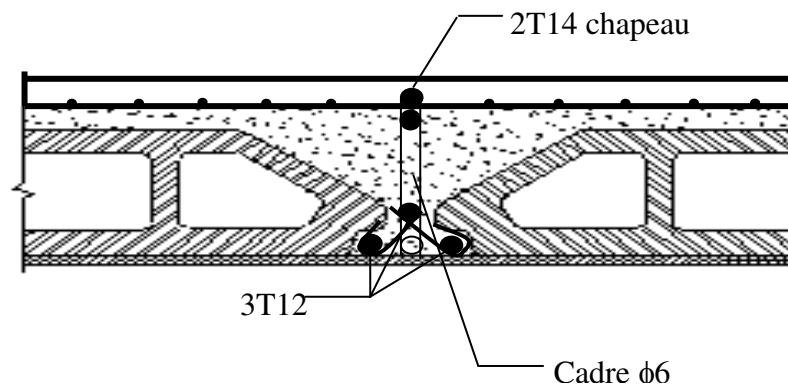


Fig. (III.8). Ferraillage d'un plancher à corps creux (16+4) et (20+4)

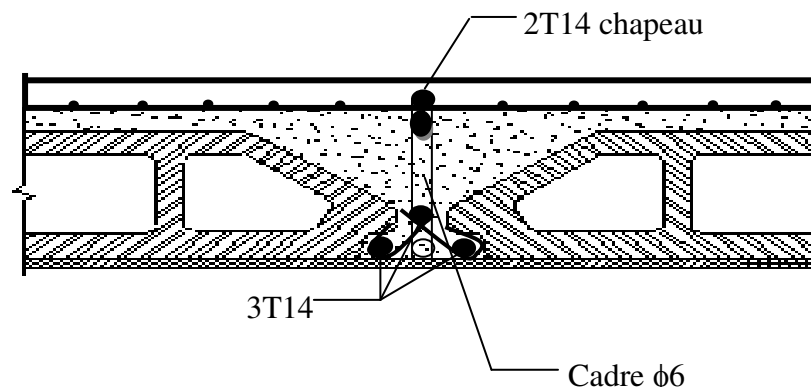


Fig. (III.9). Ferraillage d'un plancher à corps creux (20+5)



Chapitre IV

ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ◆ Les escaliers.
- ◆ L'acrotère.

IV.2. Calcul de l'escalier :

L'escalier est considéré comme un élément essentiel qui permet la circulation entre différents niveaux d'une structure tout en assurant une fonction architecturale sécuritaire convenable.

IV.2.1. Dimensionnement :

IV.2.1.1. Calcul des sollicitations :

- ◆ **Type 01:**

ELU :

$$Q_v^u = 1,35 \cdot G_v \cdot 1 + 1,5 \cdot Q_v \cdot 1 = 1447,51 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_p^u = 1,35 \cdot G_p \cdot 1 + 1,5 \cdot Q_p \cdot 1 = 1014,9 \text{ Kg/m}^2$$

ELS :

$$Q_v^{ser} = G_v \cdot 1 + Q_v \cdot 1 = 1044,45 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_p^{ser} = G_p \cdot 1 + Q_p \cdot 1 = 724 \text{ Kg/m}^2$$

IV.2.1.2. Calcul des moments fléchissent et des efforts tranchants:

Charge équivalente : $q_{ev} = (q_p \cdot l_p + q_{pa} \cdot l_{pa}) / (l_p + l_{pa})$

$$q_{ev} = (1447,51 \cdot 3,3 + 1014,9 \cdot 2,3) / (3,3 + 2,3) = 1269,83 \text{ Kg.m}$$

$$M_0 = 3003,54 \text{ Kg.m}$$

$$0,2M_0 = 600,71 \text{ Kg.m}$$

$$0,4M_0 = 1201,42 \text{ Kg.m}$$

$$M_t = 0,77M_0 = 2312,73 \text{ Kg.m}$$

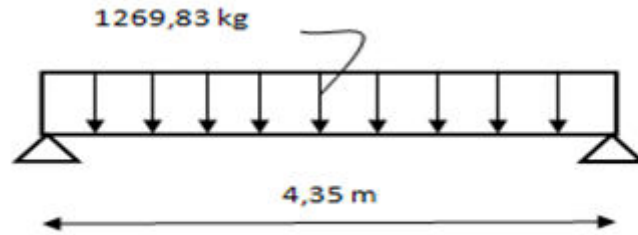


Fig.(IV.1):schéma équivalent d'escalier 1

Tab(IV.1): Les Moment M_t et M_a

	ELU	ELS
Appui	$M_a=12,01\text{KN. m}$	$M_a=8,64\text{KN. M}$
Travée	$M_t=23,13\text{KN. m}$	$M_t=16,63\text{KN. m}$

IV.2.1.3.Ferraillage:

An travée: volée

ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,13 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,089$$

$$\mu = 0,089 < \mu_{AB} = 0,186$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348\text{ Mpa}$,

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,12$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,952$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{23,13 \cdot 10^3}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,952} = 5,17\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Armature minimale :

$$A_{\min} = \frac{0,23b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1}{400} = 1,63\text{cm}$$

$$A_{\text{app}} = \max(A_t, A_{\min}) = 5,17\text{cm}^2$$

Choix des barres :

$$4T14 = 6,15\text{cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

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

ELS : $M_s = 6,66 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification de contrainte $(\sigma_b \leq \overline{\sigma}_s)$

Flexion simple	}	$\Rightarrow Si \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$
Acier en FeE 400		
Section rectangulaire		

$$\delta = \frac{M_\mu}{M_s} = \frac{8,72}{6,66} = 1,39 \quad ; \quad \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad ; \quad \alpha = 0,12$$

Donc : $0,12 < 0,445 - 0 \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$

Les armatures calcules à l'ELU conviennent

➤ **En appuis**

d=13,5cm

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17,40 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,07$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17,40 \cdot 10^3}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,964} = 3,84 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Armature minimale :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{app}} = \max(A_t, A_{\min}) = 3,84 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$5T 10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_s = 12,51 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification de contrainte ($\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$)

Flexion simple

Acier en FeE 400

Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier en FeE 400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow Si \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

$$\delta = \frac{M_\mu}{M_s} = 1,390 ; \quad \frac{1,390 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 ; \quad \alpha = 0,09$$

Donc : $0,09 < 0,445 ; \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$

Les armatures calculés à l'ELU conviennent

IV.2.2.Poutre palière :

Ferraillage de la poutre palière :

La poutre palier sert d'encastrement au palier, elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier, la poutre palier à la dimension suivante (**30 × 45 × 430**)

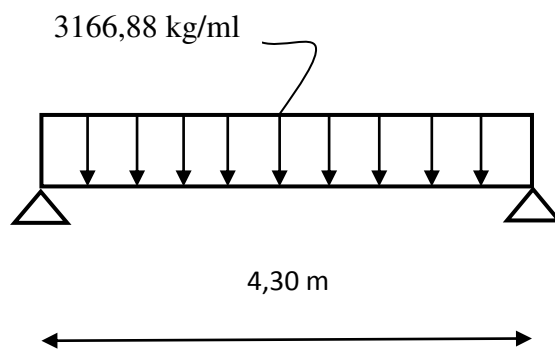


Fig.(IV.2) : schéma statique de la poutre palière

IV.2.2.1.Pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre est déterminé par $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

L : portée de la poutre au droit de la cage d'escalier

- condition à respecter (suivant les règles parasismiques algérienne) RPA99.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 3 \end{array} \right.$$

Donc : **L = 430cm**

$$\frac{4,30}{15} \leq h_t \leq \frac{4,30}{10} \Rightarrow 28,66 \leq h_t \leq 43\text{cm}$$

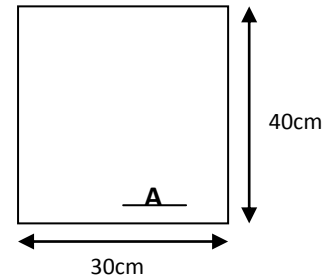
On prend : **ht = 40cm**

b = 30cm

IV.2.2.2.Vérification des conditions :

- b = 30cm > 20** \longrightarrow condition vérifiée
- h = 40cm ≥ 30cm** \longrightarrow condition vérifiée
- h/b = 1,33 < 3** \longrightarrow condition vérifiée

Donc la section de la poutre palière (30x 40) cm².



fig(IV.3) :section de poutre palier

IV.2.2.3.Descente de charge :

Poids propre de la poutre paliers :

$$P_p = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 2500 = 300\text{kg/ml}$$

Réaction de l'escalier :

$$R_a^u = 2761,88 \text{ kg}$$

$$R_a^s = 1985,43 \text{ kg}$$

ELUR : $q_u = 1,35 \cdot 300 + 2761,88 = 3166,88 \text{ kg/ml}$

ELS : $q_s = 300 + 1985,43 = 2285,43 \text{ kg/ml}$

On a : $- M_0 = ql^2/8$

-moment en appui: **0,2 M₀**

-moment en travée: **0,85 M₀**

Tab(IV.2): Les Moment M_t,M_a et Effort T

	ELU	ELS
M ₀	7319,45 kg.m	5282,20 kg.m
Moment appui	1463,89 Kg.m	1056,44 Kg.m
Moment travée	6221,53 Kg.m	4489,87 Kg.m
Effort tranchant T	2761,88 Kg	

IV.2.2.4.Calcul du ferrailage :

◆ **En travée :**

ELU :

$$M_t^u = 6221,53 \text{ Kg.m}$$

$$M_a^u = 1463,89 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{6221,53 \cdot 10}{14,17 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,113$$

$$\mu = 0,113 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,15 \quad \beta = 0,94$$

$$A_{cal} = \frac{6221,53 \cdot 10}{348 \cdot 0,94 \cdot 36} = 0,15 \text{ cm}^2$$

IV.2.2.5.Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{c28}} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barre : } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_{ser} = 4489,87 \text{ kg.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma_s$)

flexion simple

acier feE400

section rectangulaire

$$\Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,28 f_{c28}$$

$$\Rightarrow \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent.

➤ **En appui :**

ELU: $M_a^u = 1463,89 \text{ kg.m}$

$$\mu = 0,027 \leq \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ et } \sigma_s = \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,034 \quad \beta = 0,987$$

$$A_{cal} = \frac{1463,89 \cdot 10}{348 \cdot 0,987 \cdot 36} = 1,18 \text{ cm}^2$$

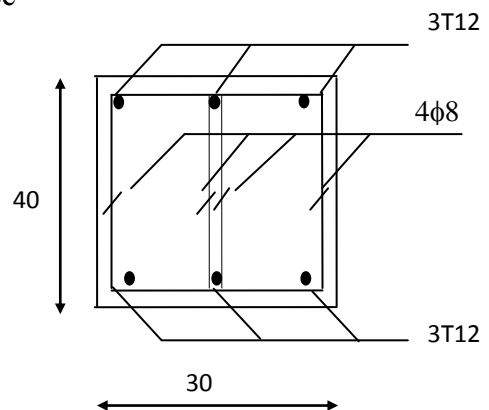


Fig.(IV.4): Ferrailage de la poutre palier

$$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2, \quad A_{\text{add}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,18 \text{ cm}^2$$

Choix des barre : 3T12=3,39cm²

ELS: $M_{\text{ser}}^A = 1056,44 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Fissuration peu nuisible }
 flexion simple } \Rightarrow aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)
 Acier feE400 } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$

section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{1463,89}{1056,44} = 1,38$$

$$\alpha = 0,034 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent

IV.2.2.6.Armatures transversales :

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{2761,88}{30 \cdot 36 \cdot 100} = 0,026 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

$\tau_u = 0,026 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

IV.2.2.7.Diamètre des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b_0}{10}\right) = \min(11,43; 8; 30) \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

avec une nuance d'acier FeE235

$$4\phi_8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures :

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

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_o \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \cdot 0,9 \cdot 235}{30 \cdot 1,15 \cdot (0,026 - 0,3 \cdot 2,1)} = -20,40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_{t1} = 0 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = 32,40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_{t2} = 30 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_o} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 39,36 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_{t3} = 30 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 30 \text{ cm}$$

♦ Type: 02

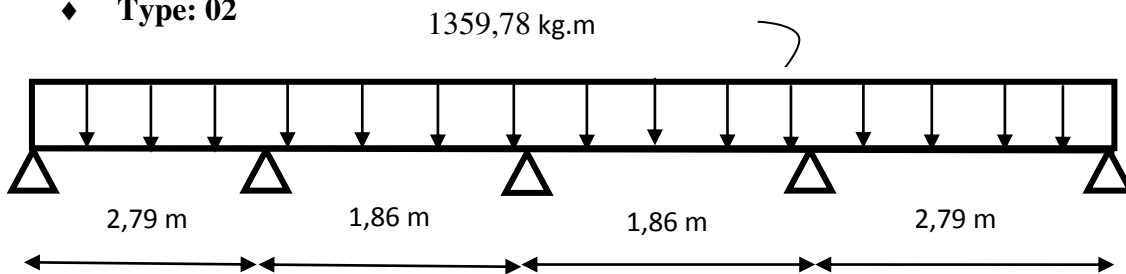


Fig.(IV.5) schéma équivalent d'escalier 2

IV.2.3.Calcul des sollicitations :

Tab(IV.3): resultat de sollicitations

	Qv	Qv*1	M01	M02	0,2 M0	0,4M0	0,5M0
ELU (kg.m)	1359,78	1359,78	1323,08	588,04	264,62	235,22	661,54
ELS (kg.m)	979,47	979,47	953,04	423,57	190,61	169,43	476,52

Tab(IV.4): Les Moment M_t et M_a

	ELU	ELS
Appui	$M_a=6,62 \text{ KN.m}$	$M_a=4,77 \text{ KN.m}$
Travée	$M_t=9,61 \text{ KN.m}$	$M_t=6,67 \text{ KN.m}$
Tmax	21,74 KN.m	

IV.2.3.1.Ferrailage:**En travée: volée****ELU :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9,61 \cdot 10^3}{14,16 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_{AB} = 0,186$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348$ Mpa,

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9,61 \cdot 10^3}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,98} = 2,09 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Armature minimale :

$$A_{\min} = \frac{0,23b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{add}} = \max(A_t, A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

ELS : MS= 6,67KN.m

$$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_s})$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification de contrainte

Flexion simple

Acier en FeE 400

Section rectangulaire

$$\Rightarrow Si \alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28}$$

$$\delta = \frac{M_\mu}{M_s} = \frac{9,61}{6,67} = 1,44 ; \frac{1,44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 ; \alpha = 0,047$$

Donc : $0,047 < 0,47 - 0 \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Les armatures calcules à l'ELU conviennent

➤ **En appuis**

d=13,5cm

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,67 \cdot 10^3}{14,16 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,026$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,032$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,67 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,99 \cdot 13,5} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Armature minimale :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 13,8 \cdot 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{app}} = \max(A_t, A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_s = 2,85 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification de contrainte ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_s}$)

Flexion simple

Acier en FeE 400

Section rectangulaire

$$\Rightarrow Si \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28}$$

$$\delta = \frac{M_\mu}{M_s} = 1,39 ; \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 ; \alpha = 0,032$$

Donc : $0,032 < 0,45 ; \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Les armatures calcules à l'ELU conviennent

Tab(IV.5): Resultat de ferrailage

	Type 01		Type 02
	volée	p paliere	Volée
Appui	5T10	3T12	5T10
Travée	4T10	3T12	5T10

IV.3. Acrotère :

L’acrotère est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse et le calcul s’effectuera pour une bande de 1m et une épaisseur de 10cm. Donc sur section (100x10)cm² et le ferrailage obtenu sera le même sur toute la largeur.

D’après le RPA99 les éléments des structures secondaires sont calculés sous l’action des forces horizontales suivants

$$F_p = 4 - A \cdot C_p \cdot W_p \text{ (Article 6.2.3. RPA99)} \tag{IV.1}$$

A : coefficient d’accélération de zone

Zone II : groupe d’usage 2. donc : A = 0.15

C_p : facteur de force horizontale : c_p = 0.80

$$W_p = 2500 [0.10 \cdot 0.60] + (0.02 \cdot 0.15/2) + (0.15 \cdot 0.08) \tag{IV.2}$$

$$W_p = 183.5 \text{ kg}$$

F_p : force statique équivalente

$$\longrightarrow F_p = 88.2 \text{ kg}$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L$$

$$M_u = 1.5 \cdot 88.2 \cdot 0.6$$

$$M_u = 79.38 \text{ kg.m}$$

$$N_u = 1.35 \cdot W_p = 1.35 \cdot 183.75$$

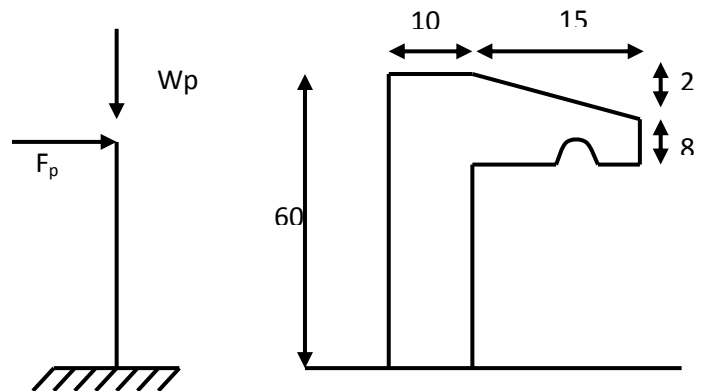
$$N_u = 248.06 \text{ kg}$$

ELS :

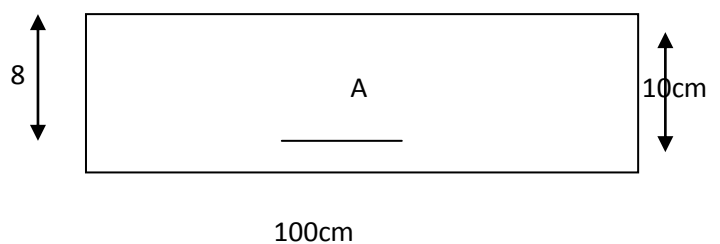
$$M_{ser} = F_p \cdot L = 88.2 \cdot 0.6$$

$$M_{ser} = 52.95 \text{ kg.m}$$

$$M_{ser} = W_p = 183.75 \text{ kg}$$



Fig(IV.6) : schéma statique et dimensions de l’acrotère



Fig(IV.7): section de calcul

Ferraillage :

La section est sollicitée en flexion composée, le ferraillage est calculé à l'ELU en considérant les efforts rapportés au centre de gravité.

$$h = 10\text{cm}, \quad b = 100\text{cm}, \quad d = 8\text{cm}$$

ELU : centre de pression

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{79.88}{248.06} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32\text{m} > \frac{h}{2} = 0.05\text{m}$$

→ section partiellement comprimée, le calcul se fait à la flexion simple avec ce moment fictif M_f égal au moment par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u (e_0 + (h/2) - C)$$

$$M_f = 248.06 (0.32 + 0.05 - 0.02)$$

$$M_f = 86.82 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{86.82 \times 10}{14.2 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0.0096 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{pas d'armatures comprimés}$$

$$\text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \longrightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.012 \quad \beta = 0.295$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s}$$

$$A_1 = - \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \cdot 348} \longrightarrow A = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (2.1/400)$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Choix : 3T10 = 2.35 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = A/T = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 3T6/e = 20cm = 0.28 cm²

Vérification à l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 1.5 F_p \quad (\text{IV.3})$$

$$T_{\max} = 1.5 \cdot 88.2$$

$$T_{\max} = 132.3 \text{ kg}$$

$$\tau_u^{\max} = T_{\max} / bd = 1323 / 100 \cdot 8 \cdot 100 = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{B_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \text{BAEL91}.$$

donc : $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

=> les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



Chapitre V

**ETUDE DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX**

V.1 Ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage des éléments résistants de notre structure, on doit tenir compte de combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

-Combinaisons fondamentales

-Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel « **SAP 2000 V7** ». (vois l' annexe)

V.1.1 Ferrailage des poteaux :

Tab(V.1): Etude les types de poteaux

Types	Section (cm ²)
Poteaux 1	30X30
Poteaux 2	Ø40
Poteau portique 1	30X60

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 :

$$A_{\min} = 0,8 \% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{zone II}$$

- ◆ Le pourcentage maximum imposé est :

$$A_{\max} = 4 \% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6 \% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{zone recouvrement}$$

- ◆ Le diamètre minimum de l'acier est : $\varnothing_{\min} = 12 \text{ m}$
- ◆ La longueur de recouvrement minimale est : $40 \varnothing$
- ◆ La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25 \text{ cm}$

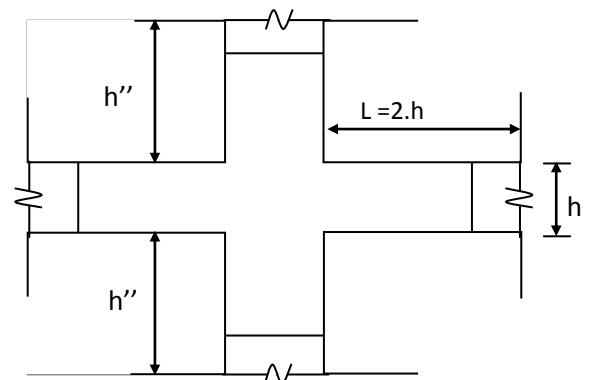


Fig (V.1): Zone nodale

b. Armatures minimales imposés par BAEL :

$$A_{\min} = \max (0,2 \cdot b \cdot h / 100 ; 4 \text{ cm}^2)$$

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.

V.1.1.1 Calcul du ferrailage :

Tab(V.2): Récapitulatif des moments fléchissant et les efforts normales.

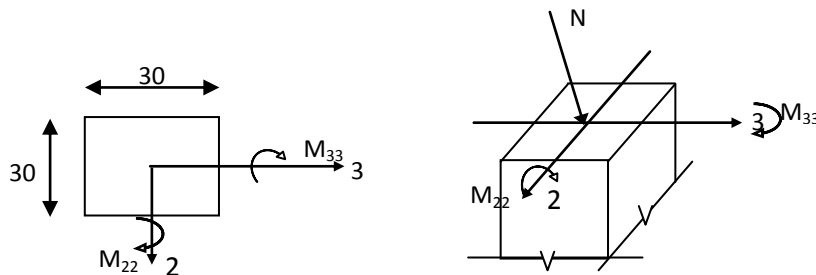
		RDC,1 ^{er} étage	RDC,1 ^{er} étage	RDC,1 ^{er} étage
Type de Poteau		(30X30)	Ø40	(30X60)
ELU	N _{max}	566,62	420,94	1305,02
	M ₂₂ corr	3,56	1,72	22,06
	M ₃₃ corr	0,18	0,87	82,18
ELS	N _{max}	517,42	306,54	1179,72
	M ₂₂ corr	3,16	1,28	21,08
	M ₃₃ corr	0,18	0,65	77,29

V.2.Exemple de calcul :

◆ **Poteau (RDC) et 1^{er} étage**

$S = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2 – 2 et l'axe 3 – 3 car il existe deux moments M_{22} et M_{33} . ou ferrailage totale symétrique par rapport à ces deux axes



Fig(V.2) : Sollicitations sur les poteaux

ELU $N_u = (1,35 G + 1,5 Q)$

Les sollicitations prises en compte

$N_{max} = 566,62 \text{ KN}$

$M_{22} = 3,56 \text{ KN.m}$

$M_{33} = 0,18 \text{ KN.m}$

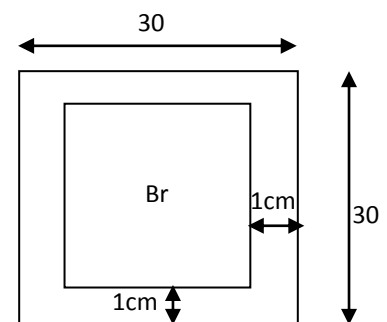


Fig (V.3): Section réduite du béton

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} \quad e_{G33} = \frac{0,18}{566,62} = 0,0003 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} \quad e_{G22} = \frac{3,56}{566,62} = 0,006 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$A_1' = \frac{N' - 100 \sigma_b \cdot B'}{\sigma_s \cdot 100} = \frac{566,62 \cdot 10^3 - 100 \cdot 14,17 \cdot 30^2}{348 \cdot 100}$$

$$A_1' = -20,36 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{Lf}{b}, \quad \lambda = 3,46 \cdot \frac{0,7 \cdot 408}{30} = 32,93$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{32,93}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,70$$

$$A_2' = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]$$

$$Br = (h - 2)(b - 2) = (30 - 2)(30 - 2) = 784 \text{ cm}^2$$

$$A_2' = \frac{1,15}{400} \left[\frac{517,42 \cdot 10^3}{0,70} - \frac{784 \cdot 25 \cdot 100}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A_2' = -20,48 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2' = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$A_{1 \min} = \max(0,2 \cdot b \cdot h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max(1,8 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} = 4 \text{ cm}^2$$

2. Suivant RPA 99 version 2003 :

$$A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot 30 \cdot 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max(A_1 ; A_2 ; A_{1 \min} ; A_{2 \min}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(0 ; 0 ; 4 ; 7,2), \quad A_{\max} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux (30 × 30) cm² : **A = 7,2 cm²**

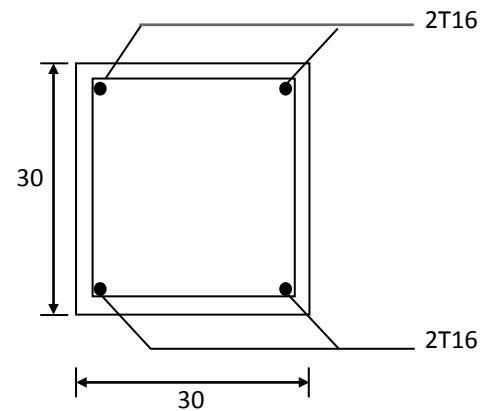


Fig (V.4): disposition des armatures

Choix : 4T16 $\rightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$ (voix l'annexe)

Vérification de l'effet tranchant :

Tu max = 1,84 KN

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{0,07 \cdot 10^3}{30,27 \cdot 100}, \quad \tau_u = 0,0009 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} < \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

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 :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \cdot 16 = 5,33 \text{ mm} \text{ on prend } \varnothing_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales :

1. Suivant les règles **BAEL 91** :

$$St = \min(15 \varnothing_{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$St = \min(15 \cdot 1,6; 40 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

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

Dans la zone courante : $St \leq 15 \varnothing_{L\min} = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm}$

$$St = 15 \text{ cm}$$

Détermination de la zone nodale :

Selon RPA99 article 7.5.22. **RPA 99** version 2003

$$L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}; 30; 30; 60\right) \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} h' = 90 \text{ cm} \\ L' = 70 \end{cases}$$

Recouvrement les barres longitudinales :

$$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm}$$

On prend $L_R = 70 \text{ cm}$.

◆ **Poteau circulaire (RDC) et 1^{er} étage :** ($D = 40 \text{ cm}$)

On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2 – 2 et l'axe 3 – 3 car il existe deux moments M_{22} et M_{33} . ou ferrailage totale symétrique par rapport à ces deux axes.

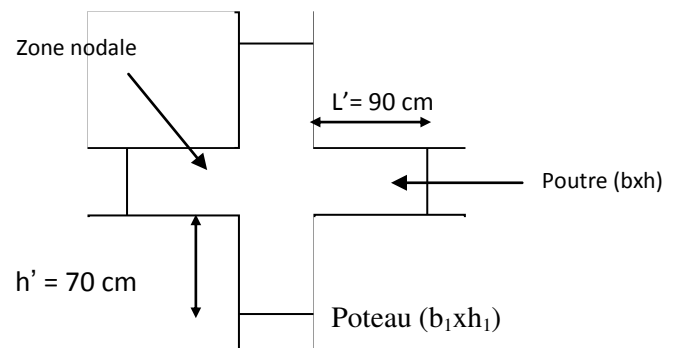


Fig.(V.5) : Disposition de la zone nodale

ELU $N_u = (1,35 G + 1,5 Q)$

Les sollicitations prises en compte

$$N_{\max} = 420,94 \text{ KN}$$

$$M_{22} = 1,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{33} = 0,87 \text{ KN.m}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{0,87}{420,94} = 0,002 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{1,72}{420,94} = 0,004 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$A_1' = \frac{N' - 100 \sigma_b \cdot B'}{\sigma_s \cdot 100} = \frac{420,94 \cdot 10^3 - 100 \cdot 14,17 \cdot 40^2}{348 \cdot 100}$$

$$A_1' = -53,05 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{Lf}{b} = 3,46 \cdot \frac{0,7 \cdot 408}{40} = 24,70$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{24,7}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,76$$

$$A_2' = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]$$

$$Br = 3 \cdot 14 \cdot (D-2)^2 / 4 = 1133,54 \text{ cm}^2$$

$$A_2' = \frac{1,15}{400} \left[\frac{420,94 \cdot 10^3}{0,76} - \frac{1133,54 \cdot 25 \cdot 100}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A_2' = -44,43 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2' = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$A_{1 \min} = \max (0,2 \cdot 3,14 \cdot r^2 / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max (2,51 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} = 4 \text{ cm}^2$$

2. Suivant RPA 99 version 2003 :

$$A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot 3,14 \cdot r^2 \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot 3,14 \cdot 20^2 = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max (A_1 ; A_2 ; A_{1\min} ; A_{2\min}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max (0 ; 0 ; 4 ; 10,05), \quad A_{\max} = 10,05 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux diamètre 40cm: **A= 10,05cm²**

Choix : 8T14 $\rightarrow A = 12,31 \text{ cm}^2$ (vois l'annexe)

V.2.1.Vérification de l'effet tranchant :

$$T_u \text{ max} = 1,84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{0,32 \cdot 10^3}{40 \cdot 36 \cdot 100}, \quad \tau_u = 0,002 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} < \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Donc $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de cisaillement est vérifiée

V.2.2. Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \cdot 14 = 4,67 \text{ mm} \text{ on prend } \varnothing_t = 6 \text{ mm}$$

V.2.3.Espacement des armatures transversales :

1.Suivant les règles **BAEL 91** :

$$St = \min (15 \varnothing_{\min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm})$$

$$St = \min (15 \cdot 1,4 ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm})$$

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

Dans la zone courante : $St \leq 15 \varnothing_{L\min} = 15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm}$

$$St = 15 \text{ cm}$$

V.2.4.Détermination de la zone nodale :

Selon RPA99 article 7.5.22. **RPA 99** version 2003

$$L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{408}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) \text{ cm} = 68 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ L' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

V.2.5. Recouvrement les barres longitudinales :

$$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ cm}$$

On prend $L_R = 60 \text{ cm}$.

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment.

Tab(V.3) Récapitulatif du ferrailage des poteaux

type	Section (cm ²)	Aadop (cm ²)	Les barres Choisie	A _{corr} (cm ²)	L _R (cm)
01	(30 × 30)	7,2	4T16	8,04	70
02	Ø40	10,05	8T14	12,31	60
03	(30 × 60)	14,4	8T16	16,09	70

V.3. Ferrailage des poutres :

Tab(V.4): Etude les types des poutres :

Type	Section (cm ²)
poutre portique 1	(30 × 60)
poutre portique 2	(40 × 80)
poutre portique 3	(60 × 120)
Poutre principale 1	(30 × 60)
Poutre principale 2	(30 × 45)
Poutre secondaire 1	(30 × 60)
Poutre secondaire 2	(30 × 40)

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le **RPA99**.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toutes la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.

2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :

-4 % en zone courante .

-6 % en zone de recouvrement .

Vue que les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple .

V.3.1. Calcul du ferrailage :**Détermination des efforts :**

Les combinaisons prises en compte :

Situation durable et transaction :

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

l'aide du fichier des résultants donnée par le SAP 2000 on aura les résultants suivants :

Tab(V.5): Sollicitations des poutres

Type	Niveau	ELU		ELS		Effort T(kN)
		Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
PP1(30X45)	RDC et 1 ^{er} Etage	119,43	233,75	107,41	209,98	310,59
PS2(30X30)		78,54	147,80	70,27	132,30	187,58
PS3(30X40)		45,97	90,67	39,58	78,40	108,27
PPO1(30X60)		277,11	422,54	248,54	312,99	345,06
PPO2(60X120)	RDC	773,45	1565,52	573,92	1143,20	532,56
PPO3(40X80)		787,85	903,92	576,44	661,60	540,75
PS1(30X60)		28,16	17,14	20,71	12,76	23,67
PP2(30X60)		207,50	222,28	151,58	162,49	213,70

V.3.2. Exemple de calcul : poutre secondaire (30 × 40) cm² du RDC;1^{er}étage♦ **En travée :**

ELU: $M_{tu} = 45,97 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{45,97 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,083 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \nexists \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,108 ; \beta = 0,957$$

$$A = \frac{45970}{348 \cdot 0,957 \cdot 36} = 3,83 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_{t,ser} = 39,58 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier (σ_s)

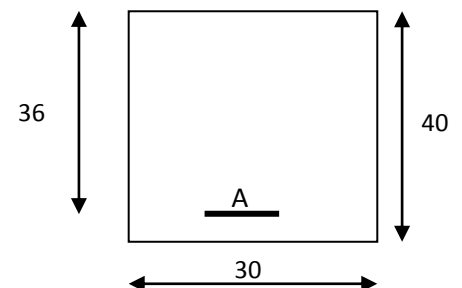


Fig (V.6) : section de calcul ps en travée

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t\text{ ser}}} = \frac{45,97}{39,58} = 1,16$$

$$\text{Vérification de } \sigma_b \alpha = 0,108 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,33 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% \cdot b \cdot d = 0,005 \cdot 30 \cdot 36 = 5,40 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(3,83 ; 1,30 ; 5,40) = 5,40 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12 $\rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$ (vois l'annexe)

◆ En appuis :

ELU : $M_{au} = 90,67 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{90670}{14,17 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,166 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,229 \quad \beta = 0,908$$

$$A_{Fs} = \frac{90670}{348 \cdot 0,908 \times 36} = 7,97 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_{a\text{ ser}} = 78,40 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier σ_s .

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a\text{ ser}}} = \frac{90,67}{78,40} = 1,16$$

$$\text{Vérification de } \sigma_b : \alpha = 0,229 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,33 \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton σ_b

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% \cdot b \cdot d = 0,005 \cdot 30 \cdot 36 = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(7,97 ; 1,30 ; 5,4) = 7,97 \text{ cm}^2$$

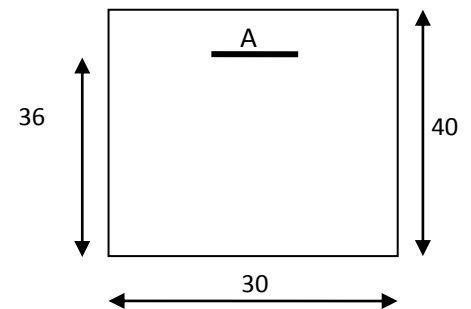


Fig (V.7) : section de calcul ps en appui

Choix : 3T12+3T14 → A = 8,01 cm² (vois l'annexe)

V.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\alpha \max} = 108,27 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{108,27 \cdot 10^3}{30 \cdot 36 \cdot 100} = 1,00 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

V.3.4. Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min(\varnothing_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) = \min(12 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10})$$

$$\varnothing_t \leq \min(12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 11,43 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

V.3.5. Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_o \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \cdot 0,9 \cdot 235}{30 \cdot 1,15 \cdot (1 - 0,3 \cdot 2,1)} = 33,30 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 39,36 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$S_t = \min(33,30 ; 32,4 ; 39,36) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 version 2003 :

$$1. \text{ En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing\right) = \left(\frac{400}{4} ; 12 \cdot 8\right)$$

$$: S_t \leq \min(10 ; 9,6) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$2. \text{ En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

V.3.6. Vérification des armatures selon le RPA99 version 2003 : $A_t = 0,003 S_t \times b$

$$1. \text{ En zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$2. \text{ En zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\text{Longueur de recouvrement : } L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ cm}$$

On prend $L_R = 60 \text{ cm}$

Remarque : De la même façon on obtient le ferrailage pour les autres types de poutres, le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tab (V.6) : calculs de ferrailage

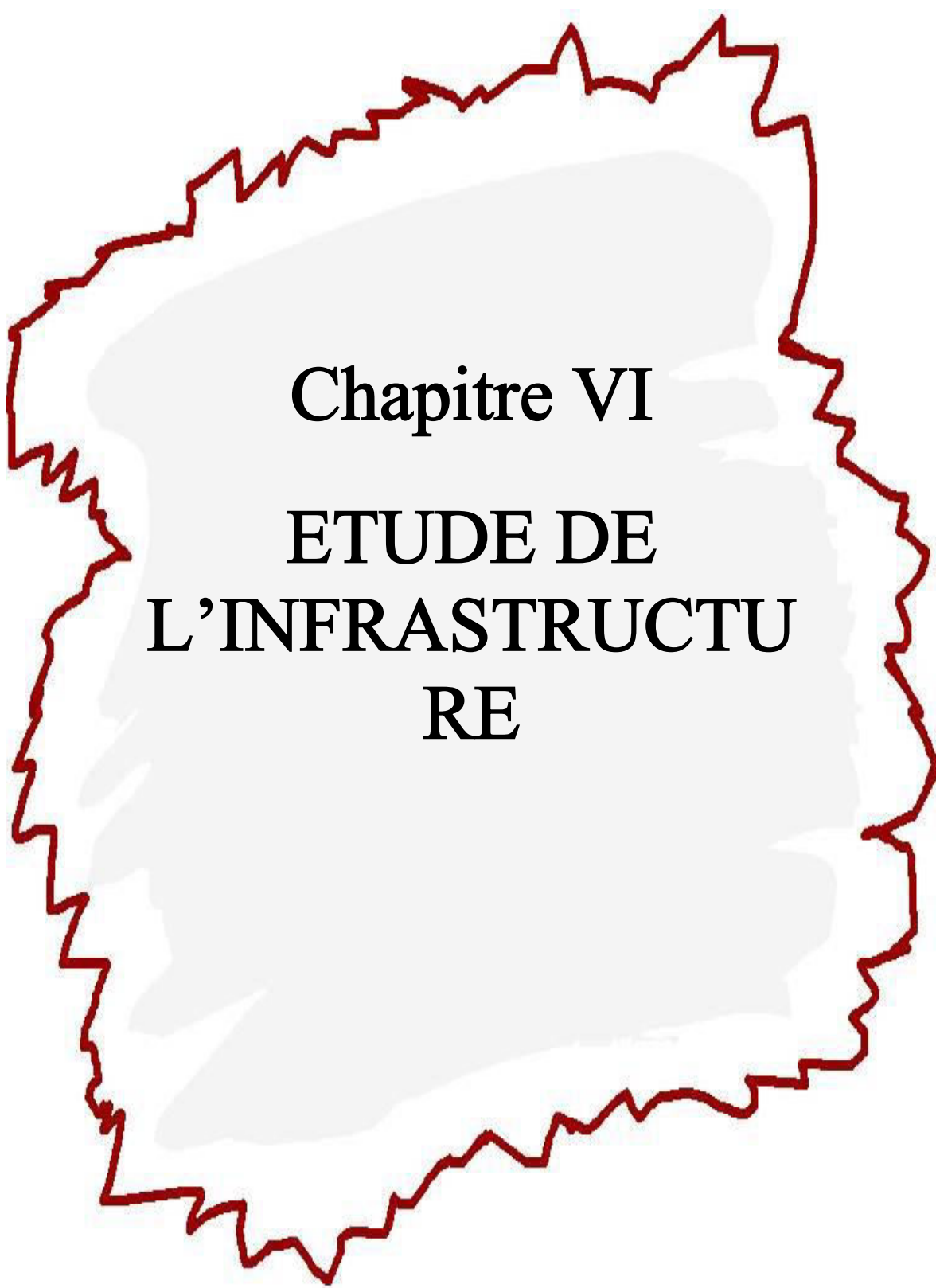
Type	Désignation	ELU			ELS		$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
		μ	α	β	γ	$(\gamma-1/2)+(f_{c28}/100)$	
PP(30X60)	Travée	0,17	0,23	0,91	1,36	0,43	CV
	Appuis	0,18	0,25	0,90	1,37	0,435	CV
PS(30X40)	Travée	0,08	0,11	0,96	1,16	0,33	CV
	Appuis	0,17	0,23	0,91	1,16	0,33	CV
PPO(60X120)	Travée	0,08	0,10	0,96	1,35	0,42	CV
	appuis	0,16	0,22	0,91	1,37	0,435	CV
PPO(40X80)	travée	0,26	0,39	0,84	1,37	0,43	CV
	appuis	0,31	0,48	0,81	1,37	0,43	CNV
PS(30X60)	travée	0,02	0,03	0,99	1,36	0,43	CV
	appuis	0,01	0,02	0,99	1,34	0,59	CV
PP(30X45)	travée	0,17	0,24	0,91	1,11	0,31	CV
	appuis	0,34	0,54	0,78	1,11	0,31	CNV
PPO (30X60)	travée	0,22	0,30	0,87	1,11	0,31	CV
	appuis	0,34	0,54	0,78	1,35	0,425	CNV
PS(30X30)	travée	0,009	0,011	0,99	1,35	0,43	CV
	appuis	0,013	0,016	0,99	1,35	0,43	CV

Tab (V.7) :calcul des armatures longitudinales

Type	désignation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (BAEL91) (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{adap} (cm ²)	Le choix	A (cm ²)	LR (cm)
PP (30X60)	travée	1,37	1,96	8,1	/	13,13	3T20+3T12	12,81	80
	appuis	13,13			/	13,13	3T20+3T14	14,04	
PS (30X40)	travée	3,83	1,3	5,4	/	7,97	4T16	8,04	60
	appuis	7,97			/	13,03	4T14+4T16	14,04	
PPO (60X120)	travée	21,46	7,82	32,4	/	32,4	8T20+4T16	33,17	100
	appuis	45,57			/	45,57	8T25+4T16	47,31	
PPO (40X80)	travée	37,38	3,47	14,4	/	37,38	8T25	39,27	100
	appuis	44,54			38,34	38,34	8T25	39,27	
PS (30X60)	travée	1,52	1,95	8,1	/	8,1	6T14	9,23	80
	appuis	0,92			/	8,1	6T14	9,23	
PP (30X45)	travée	9,31	1,47	6,08	/	9,31	6T16	12,06	60
	appuis	21,26			25,12	25,12	6T16+8T16	28,15	
PO (30X60)	travée	16,75	1,96	8,1	/	16,75	8T14+4T14	18,46	70
	appuis	39,83			14,09	39,83	6T25+6T16	41,51	
PS (30X30)	travée	0,32	0,98	4,05	/	4,05	5T12	5,65	100
	appuis	0,45			/	4,05	5T12	5,65	

Tab (V.8) : calcul des armatures transversales

Type	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\varnothing_{t\text{ ado}}$ (mm)	At (cm ²)	S _{adap} (cm)	S _(RPA) (cm)	
						Zone N	Zone C
PP(30X60)	1,32	3,25	8	2,01	15	10	15
PS(30X40)	1,003	3,25	8	2,01	30	10	15
PPO(60X120)	0,82	3,25	8	2,01	15	10	20
PPO(40X80)	1,88	3,25	8	2,01	10	10	20
PS(30X60)	0,15	3,25	8	2,01	30	10	15
PP(30X45)	2,56	3,25	8	2,01	10	10	15
PPO(30X60)	2,13	3,25	8	2,01	10	10	15
PS(30X30)	2,32	3,25	8	2,01	10	10	15



Chapitre VI
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTU
RE

VI.1- Définition des fondations :

Les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau de base. Elles devront être suffisamment rigides pour réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain et transmettre les charges de la superstructure

L'étude des fondations se fait sous la combinaison suivante :

Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison 1,35G ± 1,5Q

VI.2-Exemple Calcul des semelles isolées :

VI.2.1.Prédimensionnement (S2) Bloc D :

$$N = 977,02 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{y\text{corr}} = 10,43 \text{ KN.m} \\ M_{x\text{corr}} = 1,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma_{sol}} = 1,5 \text{ bars} \begin{cases} A \cdot B \geq N / \overline{\sigma_{sol}} \\ A/B = a/b \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow$$

On a : a = 30 cm b = 60 cm

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \cdot \frac{b}{a}} \tag{VI.1}$$

$$B = \sqrt{\frac{977,02 \cdot 10^{-2} \cdot 0,6}{1,5 \cdot 0,3}} = 3,61 \text{ m}$$

⇒ B ≥ 361 cm

On prend **B = 380 cm**

$$A = \frac{a}{b} \cdot B = \frac{0,3}{0,6} \cdot 4,25 = 2,09 \text{ m} \text{ on prend } \mathbf{A = 200 \text{ cm}}$$

$$H_{t1} \geq \left(\frac{A - a}{4} + c \right) \tag{VI.2}$$

$$h_t \geq \left(\frac{200 - 30}{4} + 5 \right)$$

⇒ h_{t1} ≥ 47,5 cm, On prend **h_t = 50 cm**

$$H_{t2} \geq \left(\frac{B - b}{4} + c \right) \tag{VI.3}$$

$$h_t \geq \left(\frac{380 - 60}{4} + 5 \right)$$

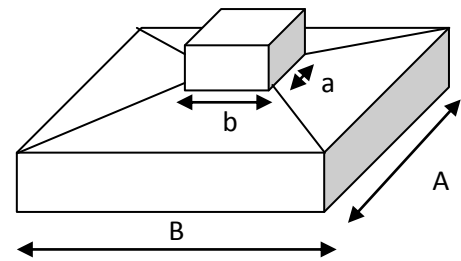


Fig (VI.1) : Semelle isolée

$\Rightarrow h_{t2} \geq 85\text{cm}$, On prend **ht = 85 cm**

$h_t \geq \max (h_{t1} ; h_{t2}) \Rightarrow \mathbf{ht = 85cm}$

$H_2 = h_t - h_1$

$$\frac{h_t}{3} \leq h_1 \leq \frac{h_t}{2} \tag{VI.4}$$

$$\frac{100}{3} \leq h_1 \leq \frac{100}{2} \Rightarrow 33,33 \leq h_1 \leq 50$$

On prend **h₁ = 35cm.**

$H_2 = 85 - 35 = 50\text{cm}.$

VI.2.2. Etude de la semelle :

VI.2.2.1. Vérification des contraintes

Points propre de la semelle

$$P_s = V_s \cdot \gamma_b \tag{VI.5}$$

Avec $\gamma_b = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$$V_s = h_1 \cdot A \cdot B + \frac{h_2}{2} (A \cdot B + a \cdot b + \sqrt{a \cdot b \cdot A \cdot B}) \tag{VI.6}$$

$$V_s = 0,35 \cdot 2,40 \cdot 4,8 + \frac{0,5}{2} (2,00 \cdot 3,8 + 0,30 \cdot 0,60 + \sqrt{0,30 \cdot 0,60 \cdot 2,3,8}) = 3,29\text{m}^3$$

$P_s = 3,29 \cdot 2500 = 8225\text{kg}.$

$$N_t = N + 1,35 P_s \tag{VI.7}$$

$N_t = 97702 + 1,35 \cdot 8225 = 108805,75 \text{ kg}.$

$$\sigma = \frac{108805,75}{200 \cdot 380} = 1,43 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{N_t}{A \cdot B} \pm \frac{6M}{A \cdot B^2} \right) \tag{VI.8}$$

$$\sigma_1 = \frac{108805,75}{380 \cdot 200} \pm \frac{6 \cdot 10,43 \cdot 10^2}{200 \cdot 380^2} = 1,43 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = \frac{108805,75}{200 \cdot 380} \pm \frac{6 \cdot 1,99 \cdot 10^2}{200 \cdot 380^2} = 1,43 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On doit vérifier si : $\sigma_m < \sigma_m^-$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \tag{VI.9}$$

$\sigma_m = 1,43 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

VI.2.2.2.Ferraillage :**Vérification de l'application de la méthode des bielles modifiées :**

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0$$

$$\frac{\sigma_m}{B} = \frac{1,43}{3,80} = 0,38 > 0 \Rightarrow \text{on utilise la méthode de bielles.}$$

Calcul des armatures :**Suivant A :**

$$Q = \sigma_m \cdot A \cdot B \quad (\text{VI.10})$$

$$Q = 1,43 \cdot 200 \cdot 380 = 108680 \text{ kg.}$$

$$A_a = \frac{Q(A-a)}{8\sigma_s \cdot d} \quad (\text{VI.11})$$

$$A_a = \frac{108680 \cdot (200 - 30)}{8 \cdot 348 \cdot 55 \cdot 10} = 12,07 \text{ cm}^2$$

Le choix : 8T14 $\Rightarrow A = 12,31 \text{ cm}^2$ (vois l'annexe)

Suivant B :

$$Q = \sigma_m \cdot A \cdot B$$

$$Q = 1,43 \cdot 200 \cdot 380 = 108680 \text{ kg.}$$

$$A_B = \frac{Q(B-b)}{8\sigma_s \cdot d} = \frac{108680 \cdot (380 - 60)}{8 \cdot 348 \cdot 55 \cdot 10} = 22,71 \text{ cm}^2.$$

Le choix : 6T14+9T14 $\Rightarrow A = 23,08 \text{ cm}^2$ (vois l'annexe)

ELS :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{s1} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\tau\right) \Rightarrow \text{acier } \sigma = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{s1} = \min(266,67; 240) \Rightarrow \bar{\sigma}_{s1} = 240 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot A_B}{B} \quad (\text{VI.12})$$

$$D = \frac{15 \cdot 22,71}{380} = 0,89 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d \quad (\text{VI.13})$$

$$E = 2 \cdot 0,89 \cdot 35 = 97,9 \text{ cm}^2$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E} \tag{VI.14}$$

$$Y = -0,89 + \sqrt{0,89^2 + 97,9} = 9,04 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{B.Y^3}{3} + 15.A_B(d - y)^2 \tag{VI.15}$$

$$I = \frac{380.9,04^3}{3} + 15.22,71(55 - 9,04)^2 = 813139.03 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \tag{VI.16}$$

$$K = \frac{7640}{98546.19} = 0,009$$

$$\sigma_b = K.y_1 \tag{VI.17}$$

$$\sigma_b = 0,009.9,04 = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15.K(d - y_1) \tag{VI.18}$$

$$\sigma_s = 15.0,009(55 - 9,04) = 6,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 6,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Calcule l'espacement :

Suivant A :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \tau)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15.1,2 = 18 \text{ cm})$$

En prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Suivant B :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \tau)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15.1,4 = 21 \text{ cm})$$

En prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Tab(VI.1): résultats de calcule des ferrailage des semelles Isolée

Bloc	semelle	N (kn)	A (m)	B (m)	H _t (m)	A _A (cm ²)	A _{A ada} (cm ²)	Le choix	A _B (cm ²)	A _{Aada} (cm ²)	Le choix	S _t (cm)
A	S1(rive)	207.53	1.50	1.50	0.35	3,11	7,92	7T12	3,11	7,92	7T12	20
	S2(intr)	1305.02	2.15	4.25	1	8,95	10,18	9T12	17,65	18,1	7T12+9T12	20
C.E	S1(rive)	784.84	1.75	3,50	0,80	8,12	9,05	8T12	16,24	16,96	6T12+9T12	20
	S2(intr)	794.09	1,80	3,45	0,80	6,25	9,05	8T12	11,87	14,7	6T12+7T12	20
D	S1(rive)	249.95	1	1,90	0,40	1,91	4,52	4T12	3,55	9,05	8T12	20
	S2(intr)	977.02	2	3,80	0,85	12,07	12,31	8T14	22,71	23,08	6T14+9T14	20
circulaire	S1(rive)	421.97	1,70	1,70	0,40	5,25	9,05	8T12	5,25	9,05	8T12	20
	S2(intr)	351.58	1,60	1,60	0,35	4,90	7,92	7T12	4,90	7,92	7T12	20

VI.3.Exemple du calcul de semelle jumelle

VI.3.1.Pré dimensionnement : (S2) Bloc A

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 192,21 \text{ KN} \\ N_2 = 192,11 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow N = N_1 + N_2 = 192,21 + 192,11 = 384,32 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma_{sol}} = 1,5 \text{ bars} \quad \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } A = \frac{a}{b} B$$

$$S = A \times B$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$S = \frac{a \times B}{b} \times B = \frac{a \times B^2}{b} \longrightarrow B = \sqrt{\frac{S \times b}{a}}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{384,32 \times 10^{-2}}{1,5} = 2,56m^2$$

$$B = \sqrt{\frac{2,56 \times 0,62}{0,3}} = 2,30m \quad , \text{ on prend } B=2,45m$$

$$A = \frac{30}{62} \times 245 = 118,55cm \quad , \quad \text{on prend } A=1,20m$$

$$ht \geq \max \left(\frac{B-b}{4} + c; \frac{A-a}{4} + c \right) \Rightarrow ht \geq \left(\frac{245-62}{4} + 5; \frac{120-30}{4} + 5 \right)$$

$\Rightarrow ht \geq 50,75$ cm, On prend $ht = 55$ cm

VI.3.2.Etude de la semelles jumelé :

VI.3.2.1.Vérification des contraintes

Poids propre de la semelle S_{j1}

$$P_s = V_s \cdot \gamma_b \Rightarrow \gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$V_s = ht \times A \cdot B$$

$$V_s = 0,55 \times 1,20 \times 2,45 = 1,62m^3$$

$$P_s = 1,62 \times 2500 = 4050 \text{ kg}$$

$$N_t = N + 1,35 P = 38432 + 1,35 \times 4050 = 43899,5 \text{ kg.}$$

$$\sigma = \frac{43899,5}{245 \cdot 120} = 1,49 \text{ kg/m}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$Q = \sigma \cdot A \cdot B$$

$$Q = 43806 \text{ kg}$$

VI.3.2.2.Calcul des armatures :

Suivant B :

$$A_B = \frac{Q(B-b)}{8\sigma_s \cdot d} = \frac{43806 \cdot (245-62)}{8 \cdot 348 \cdot 100 \cdot 10} = 2,88 \text{ cm}^2.$$

Le choix : **5T12** $\Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$ (vois l'annexe)

Suivant A :

$$A_A = \frac{Q(A-a)}{8\sigma_s \cdot d} = \frac{43806 \cdot (120-30)}{8 \cdot 348 \cdot 100 \cdot 10} = 5,41 \text{ cm}^2.$$

Le choix : **10T12** $\Rightarrow A = 11,31 \text{ cm}^2$ (vois l'annexe)

Tab.(V.I2) : résultats de calcule des semelles jumelé

Bloc	Semelle	N1+N2 (KN)	St (cm)	B (m)	A(m)	Ht (m)	A _A (m ²)	A _{Aada} (cm ²)	Le choix	A _B (m ²)	A _{Bada} cm ²	Le choix
A	S(rive)	384,32	20	2,45	1,20	0,55	2,88	5,65	5T12	5,41	11,31	10T12
	S(intr)	814,86	20	4,80	1,60	1,05	5,06	7,92	7T12	15,09	15,39	10T14
C.E.D	S(rive)	174,87	20	1,65	0,8	0,35	1,14	3,39	3T12	2,34	7,92	7T12
	S(intr)	1000,2 5	20	5,65	1,65	1,20	5,78	6,78	6T12	18,96	20	6T14+9 T14

VI.4.Définition des longrines :

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise a un effort de traction.

VI.4.1. Dimensionnement des longrines :

◆ **Exemple de calcul : Bloc (A-B) :**

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
(30x35)

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

Suivant (RPA99) version 2003:

$$A=0,6\% .b. h \tag{VI.19}$$

$$A=0,006.30.35=6,3 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6 T14

On prend $A= 9,23\text{cm}^2$

VI.4.2.Armatures transversales :

On prend : 4 ϕ 6 ($A=1,13\text{cm}^2$)

avec espacement de :

$$e = \min (20\text{cm}, 15\phi)$$

$$e = \min (20\text{cm}, 15 \times 1,4)$$

$$e = \min (20\text{cm}, 21 \text{ cm})$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

Tab.(V.I3) Section et ferrailage des longrines

Bloc	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage	
			Le choix	A(cm ²)
A-B	30x35	6,3	6T14	9,24
C-D-E	30x50	9,00	6T14	9,24
centrale	40x45	8,1	6T14	9,24

Tab.(V.I4) Section et ferrailage des longrines (Portique)

Bloc	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage	
			Le choix	A(cm ²)
A-B	30x90	16,2	8T16	16,09
C- E	30x115	20,7	8T20	25,13
D	30x75	13,5	8T16	16,09

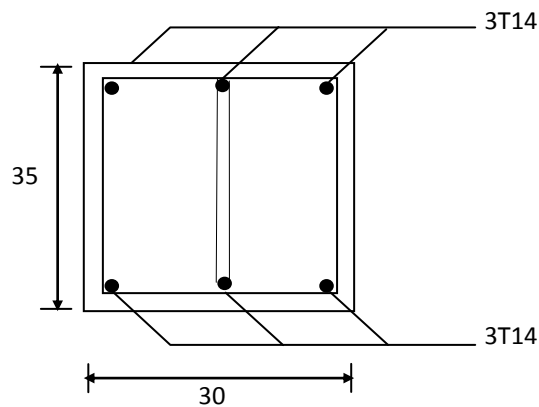
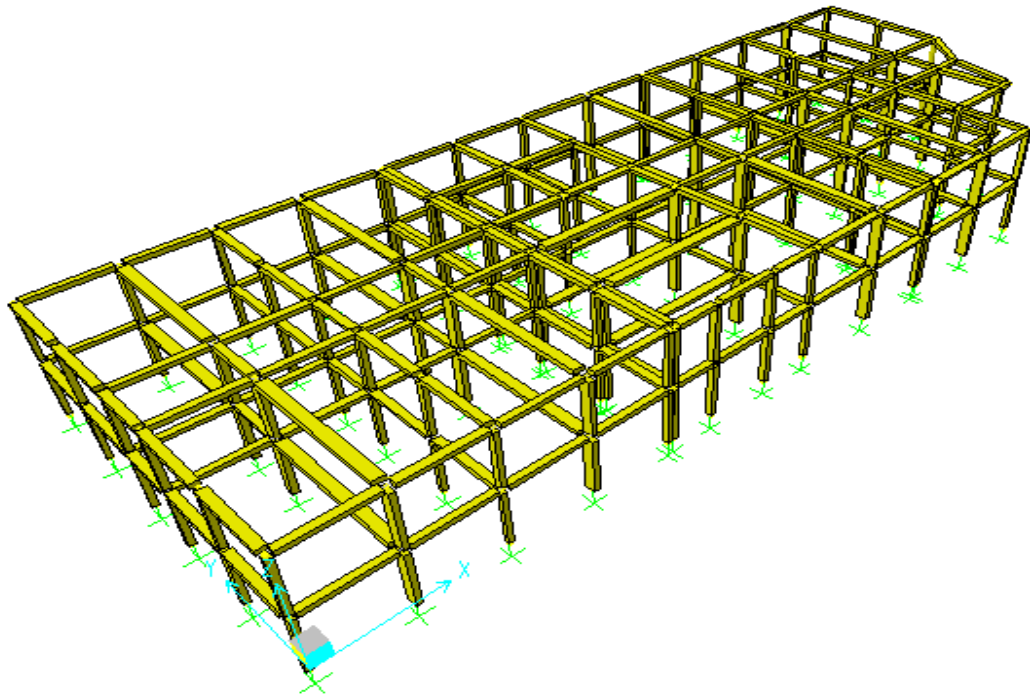


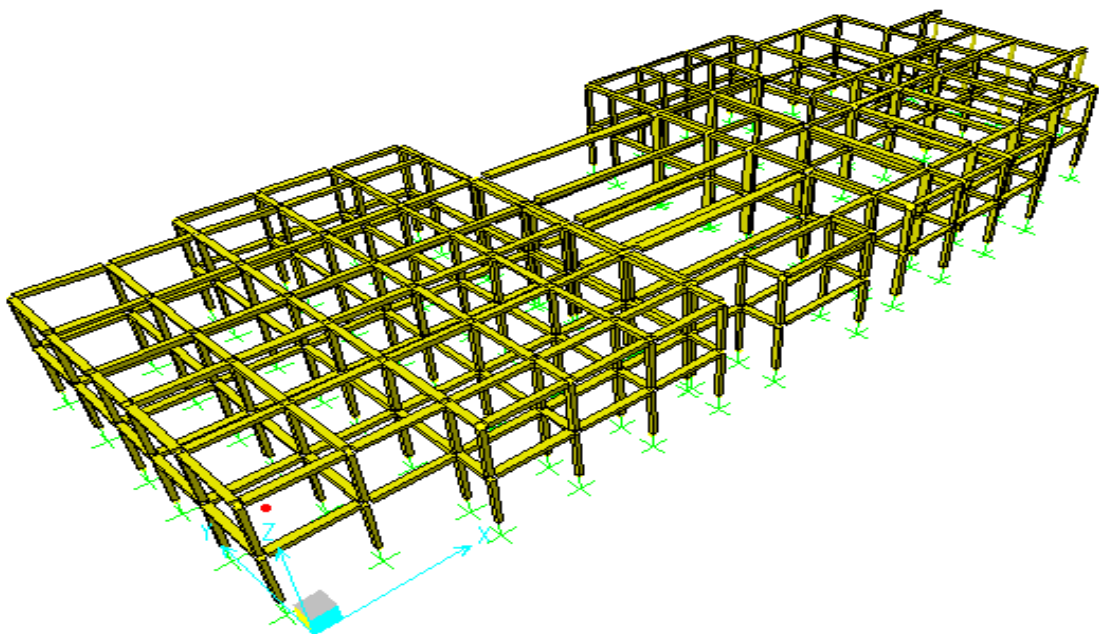
Fig (VI.2): Exemple de Ferrailage de la longrine



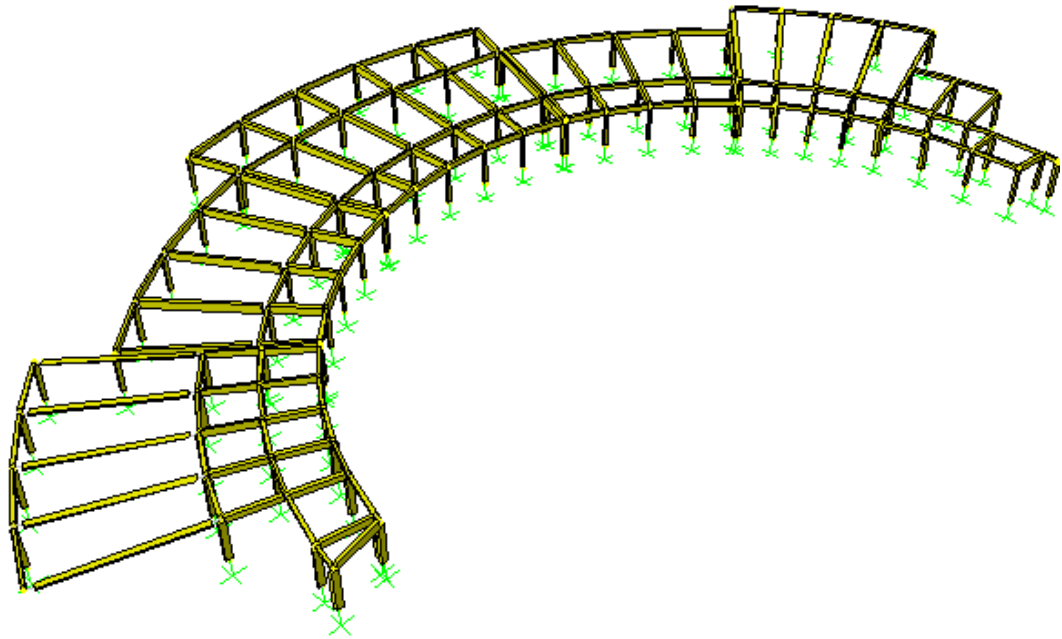
**LES
ANNEXES**



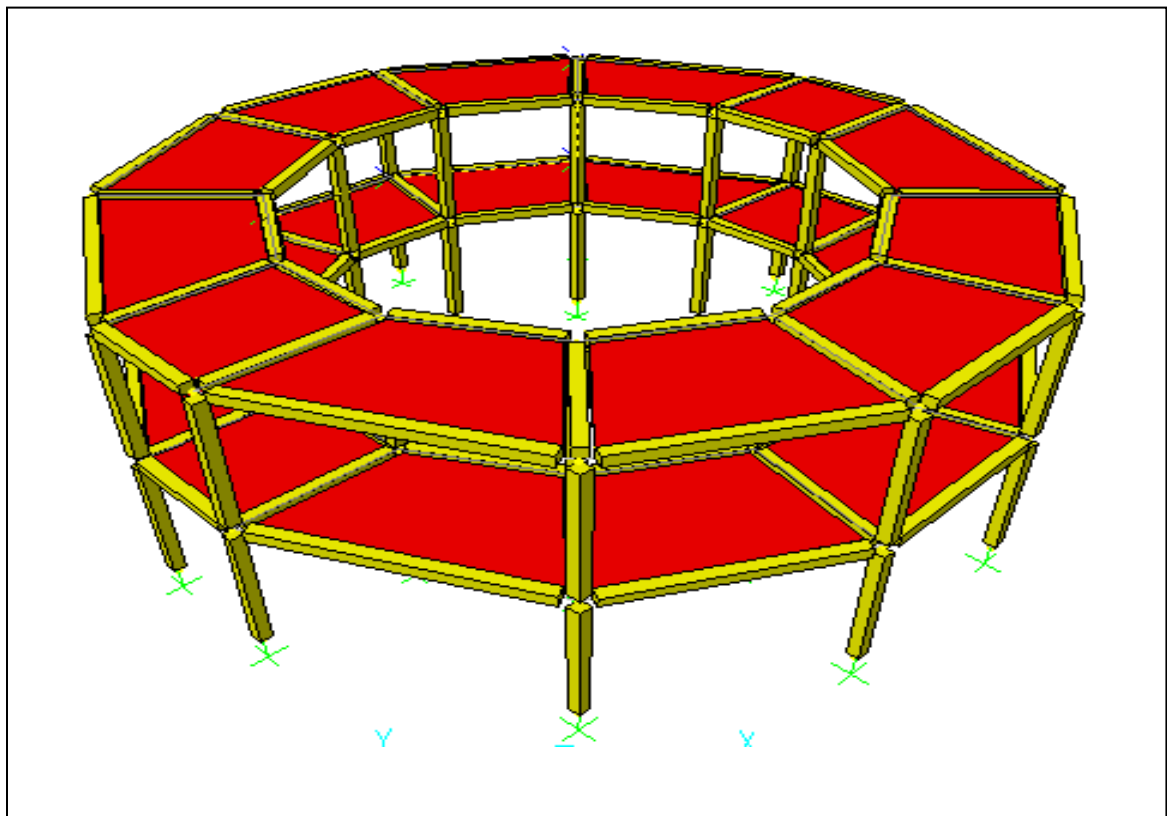
Modalisation de Bloc A par SAP 2000



Modalisation de Bloc B par SAP 2000



Modalisation de Bloc (C,D,E) par SAP 2000



Modalisation de Bloc Centrale par SAP 2000

Conclusion

Pour le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, planché, fondation), nous avons utilisé des armatures disponibles sur le marché algérien.

Nous avons commencé par une descente de charge à partir des plans d'architecturales afin de calculer les charges permanentes et les charges d'exploitation sur des ossatures principales et les autres éléments porteurs de notre structure.

Nous avons choisi comme matériau de construction le béton armé (Béton+Acier).

On a fait le calcul des dimensions nécessaires pour les éléments (poutre, poteaux), l'élément secondaire, et des sections d'acier d'après le calcul proprement **BAEL 91** et **Le RPA 99**.

Nous avons calculé les ossatures, les éléments porteurs comme les poutres, poteaux, fondations ...etc. de notre hôtellerie en utilisant les méthodes de calcul de la résistance des matériaux.

Nous avons ensuite constaté qu'un technicien ne peut pas faire son travail bien précisément parfaitement en se basant seulement sur la théorie sans connaître les règles pratiques de mise en œuvre pour la construction.

Enfin, l'étude de ce projet permet d'élargir nos connaissances concernant le calcul des structures et l'application des règlements techniques pendant la réalisation, ainsi que l'avoir des idées sur les techniques et les méthodes appliquées pour l'étude des projets.

Bibliographie

- ◆ Règles B.A.E.L.91:béton armé aux états limites .
- ◆ RPA99 /V2003 : réglementation parasismique algérienne
- ◆ D.T.R(charges permanente et charges d'exploitations)
- ◆ Cours de béton armé master (Pr: Hamid khelafi).
- ◆ Mémoire fin d'étude statique d'un ouvrage (sous-sol + RDC+2 étage) de (Hadj ahmed Fatiha ,Moulay omar Halima,Omari Djemaa).
- ◆ Mémoire Fin d'étude Etude d'une tour (Sous sol + RDC + 9^{ème} étage) A usage d'habitation + commerces + stockages (Barkaoui Mustapha, Lakhdimi Ahmed)

Les logiciels:

- ◆ SAP 2000
- ◆ Auto CAD