RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE DR. YAHYA FARES DE MEDEA



FACULTE DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME MASTER
EN GÉNIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

THÈME

ETUDE D'UN HOTEL CONTREVENTE PAR VOILES EN BETON ARME (SOUS SOL+RDC+8 ETAGES)

Présenté par :
MME BENZINEB HADJER

Encadré par :
DR. DJ. AMAR BOUZID

Promotion 2013

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu DIEU Miséricordieux qui m'a donné la force et la patience à achever ce mémoire.

J'adresse mes plus sincères remerciements et toute ma gratitude, à :

Monsieur AMAR BOUZID DJAMEL mon promoteur.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de MEDEA.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner mon travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace



Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents BOUABDELAH ET FATMA

À mon très cher mari MOHAMED DJEBBARI

À mes très chers frères et sœurs : surtout AHMED

À toute la famille BENZINEB CHAIB ET DJEBBARI

À tous mes amis et mes collègues.

À mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promoteur

M^{R} : AMAR BOUZID DJAMEL

À *tous ce qui ont m'aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire*

À *tous ce qui ont m'aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire*.

Résumé

ملخص

يتمثل مشروع نهاية الدراسة خاصة هيكلة ودراسة بناية لبناية متكونة من ثمانية طوابق و طابق أرضـــي و آخـــر سفلي ذات شكل. سيتم إنجازه في مدينة البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIb حسب القواعد الجزائريـــة المضادة للزلزال.مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة العارضات ,الأعمـــدة و الجدران المشكلة بالخرسانة المسلحة.

- الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي متطور (ROBOT v 23.0)
- نتائج الدراسة الزلزالية تستعمل في تسليح العناصر المقاومة للبناية وفق CBAL93.RPA99
- دراسة الطوابق التحت أرضية كانت ضمن هذا المشروع

RESUME

Ce projet de fin d'étude vise essentiellement à une conception et étude d'un bâtiment d'une structure composer d'un rez de chaussé et de 8 étages et un sous sol, ayant une forme irrégulière. Ce bâtiment sera implanté dans la wilaya de Blida, classée en zone IIb selon le RPA99.

- La stabilité de l'ouvrage est assurée par des portiques (poteaux, poutres) et des voiles.
- L'étude et l'analyse de cette structure a été faite moyennant à logiciel de *calcul* ROBOT v 23.0
- Le dimensionnement et le ferraillage des éléments résistants sont conformément aux règlements en vigueur.

-Enfin l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également parie à ce projet.

ABSTRACT

This project of final studies object precisely the conception and study of structure comprising eight grounds and ground floor , with an irregular, intended to be setup in Blida which is classified in IIb earthquake ZONE according to the RPA 99.

-The resistance of the work is ensured by frame (beam, post) and walls.

-This study and analysis were conducted by soft ware ROBOT v 23.0.

-The calcul of all resistant elements were elaborate in accordance with the regulations in use.

-Finally, the study of infrastructure elements is a part of this work.

Sommaire

TABLE DES MATIERES

Remerciements……..
Résumé…….
Liste des tableaux……..
Liste des figures……
Notations……...

Introduction générale……

CHAPITRE I

I.1. Introduction:..... 1
I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : 1
I.3. Structure de l'ouvrage :..... 1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :..... 2
I.4.1 Béton..... 2
I.4.2.Les armatures :..... 4

CHAPITRE II

II.1.Introduction : 6
II.2 : Prédimensionnement des planchers :..... 6
a- Plancher à corps creux 6
b- Dalle pleine :..... 6
II. 3. Les charges réglementaires :..... 7
II.4. Pré dimensionnent des éléments résistants :..... 10
II.4.1. portique : 10
II.4.2. Pré dimensionnement des voiles : 18

CHAPITRE III

III .1. Introduction :..... 19
III .2. L'acrotère: 19
III.2.1. Introduction :..... 19
III.2.2 Dimensions et Modélisation de l'acrotère : 19
III.2.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 20
III. 2.5. Calcul de ferraillage: 21
III.3. Les Planchers : 27
III.3.2.1. La dalle de compression :..... 27
III.4.Les escaliers: 41
III.5. Calcul des dalles pleines: 56
III.5.1. Définition: 56
III.5.2. Méthode de calcul: 56
III.5.3. Position des lignes de rupture: 58
III.6. Dalle machine :..... 61
III.6.1.Introduction :..... 61

TABLE DES MATIERES

III.6.2.Prédimensionnement : 61
III.6.6.Vérification au poinçonnement : 67
III.7 : Etude des balcons : 67
III.7.1. Introduction : 67
III.7.2. Calcul du ferraillage : 71

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction : 75
IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure: 75
IV.2. 3. Excentricité : 78
IV. 3. Choix de la méthode de calcul : 79
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 80
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique : 80
IV.5. Justification de la largeur des joints sismiques : 91

CHAPITRE V

V.1. Introduction: 93
V.2. Ferraillage des poutres: 93
V.3. Ferraillage des poteaux: 98
V.4. Ferraillage des voiles: 108

CHAPITRE VI

VI.1. Introduction : 114
VI.2. Type de la fondation : 114
VI.3. Caractéristiques du sol: 114
VI.4. Choix du Type de fondation : 114
VI.5. Ferraillages: 118
VI.5.1. Ferraillage des semelles isolées : 118
VI.2.2. Ferraillage des semelles filantes : 121
VI.6. Etude du voile périphérique : 128
VI.7. Les longrines : 132
VI.7.1.Introduction: 132
VI.7.2. Prédimensionnement 132
VI.7.3. Sollicitations : 132
VI.7.4. Ferraillage : 132

Liste des tableaux

TABLE DES MATIERES

Tableau I. 2*: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances* 4

Tableau.II. 1 : *Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse* 7
Tableau.II. 2: Evaluation des charges du plancher corps creux 8
Tableau.II. 3: Evaluation des charges du plancher à dalle pleine 9
Tableau.II. 4*:* Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse 9
Tableau.II. 5: Evaluation des charges du mur extérieur 9
Tableau.II. 6 : Evaluation des charges du mur interieur 10
Tableau.II. 7: surcharges d'exploitations 10
Tableau.II. 8: Pré dimensionnement des poutres 11
Tableau.II. 9: Dégression des charges d'exploitation. 16
Tableau.II. 10 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau 16
Tableau. II. 11: Détermination de la section du poteau carré des niveaux 17
Tableau. II. 12 : Vérification aux zones nodales 18

Tableau.III. 1: Charges de poutrelle avant coulage 29
Tableau.III. 2: Calcul des moments 29
Tableau.III. 3:Calcul de nombre d'étaiement 31
Tableau.III. 4:Evaluation des charges et surcharges 33
Tableau.III. 5: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 33
Tableau.III. 6: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS) 33
Tableau.III. 7*: Calcul des armatures* 37
Tableau.III. 8: Vérification de flèche 41
Tableau.III. 9: Poids propre du palier de repos de l'escalier 43
Tableau.III. 10: Poids propre du palier de paillasse d'escalier 44
Tableau.III. 11: Combinaison des charges de l'escalier 44
Tableau.III. 12: Ferraillage d'escalier 49
Tableau.III. 13:Vérification de la flèche d'escalier 51
Tableau.III. 14: Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 de la poutre palière 54
Tableau.III. 15:Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S (poutre palière). 56
Tableau.III. 16:Les charges concentrées 62
Tableau.III. 17: Les charges et surcharges 62
Tableau.III. 18:Calcul des sections d'acier de la dalle 65
Tableau.III. 19:Calcul de moment de service 66
Tableau.III. 20:Vérification à L'ELS 66
Tableau.III. 21:Les combinaisons des charges. 69
Tableau.III. 22:Ferraillage du balcon 71
Tableau.III. 23:Vérification des contraintes 72

Tableau.IV. 1: Coordonnées du centre de masse de la structure 76
Tableau. IV. 2: Coordonnées du centre de torsion de la structure 77
Tableau.IV. 3: Calcule d'excentricité théorique 78
Tableau.IV. 4: Calcule d'excentricité totale 79
Tableau.IV. 5: Le comportement des trois premiers modes 81
Tableau. IV. 6: Coefficient de participation massique 82
Tableau. IV. 7: vérification des périodes 82
Tableau. IV. 8: Calcul de la force sismique 84
Tableau.IV. 9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 84
Tableau. IV. 10: Forces sismiques selon la hauteur suivant X 86

TABLE DES MATIERES

Tableau. IV. 11: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y 87
Tableau. IV. 12: calcul du moment de renversement 88
Tableau.IV. 13: calcul du moment stabilisant 89
Tableau. IV. 14: Vérification de stabilisation 89
Tableau. IV. 17: Vérification l'effet P-Δ sens X 90
Tableau. IV. 18: Vérification l'effet P-Δ sens Y 91

Tableau V. 1: Les données de calcule 93
Tableau V. 2: Ferraillage longitudinal des Poutres sens longitudinale 94
Tableau V. 3: Ferraillage longitudinal des poutres sens transversales 95
Tableau V. 4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres sens longitudinales 95
Tableau V. 5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres sens transversal 95
Tableau V. 6: Calcule de $\bar{\tau}_u$ 96
Tableau V. 7: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 96
Tableau V. 8Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement 97
Tableau V. 9 : Évaluation de la flèche de la poutre sens longitudinales 98
Tableau V. 10: Calcule le ferraillage des poteaux à l'état limite ultime et accidentel 101
Tableau V. 11: ferraillages longitudinaux des poteaux 101
Tableau V. 12: Vérification des armatures à ELS des poteaux 103
Tableau V. 13:Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux 104
Tableau V. 14: Les armatures transversales et leurs espacements 106
Tableau V. 15: Vérification de la quantité d'armatures transversales 106
Tableau V. 16: Ferraillage verticale de voile 108
Tableau V. 17: Ferraillage verticale de voile 109
Tableau V. 18: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins 112
Tableau V. 19: Calcul les armatures horizontales el leurs espacements des voiles pleins 112
Tableau V. 20Ferraillages des poteaux 112

Tableau.VI. 1Dimensionnement des semelles isolées 116
Tableau.VI. 2:Vérification du chevauchement entre les semelles 116
Tableau.VI. 3:Dimensionnement des semelles filantes sous mur 117
Tableau.VI. 4:Dimensions des semelles filantes sous poteaux 118
Tableau.VI. 5:Dimensions des semelles filantes sous voile (SF10 et SF11) 118
Tableau.VI. 6: Dimensions de la semelle isolée 119
Tableau.VI. 7: Ferraillage de la semelle isolée type S12 120
Tableau.VI. 8:Ferraillage des semelles filantes type SF1 122
Tableau.VI. 9 : Armatures de répartition des semelles filantes type (SF1) 122
Tableau.VI. 10:Longueur de scellement 123
Tableau.VI. 11:Dimensionnement de la poutre de libage 124
Tableau.VI. 12: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 125
Tableau.VI. 13:Calcul des moments de la poutre de libage 126
Tableau.VI. 14:Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage 126
Tableau.VI. 15:Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 127
Tableau.VI. 16: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 128

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Fig.II. 1: coupe de plancher à corps creux 6
Fig.II. 2*: Constituant d'une planche terrasse* 8
Fig.II. 3: *Constituant d'un plancher étage courant* 8
Fig.II. 4*: Section réduite du poteau.*..... 14
Fig.II. 5: Coupe de voile en élévation. 18

Fig.III. 1: Dimension de L'acrotère 19
Fig.III. 2:Figure diagrammes des efforts à l'ELU..... 21
Fig.III. 3: Section de béton armé à l'E.L.U 22
Fig.III. 4:Ferraillage de l'acrotère..... 27
Fig.III. 5:disposition constructive des armatures de la table de compression..... 28
Fig.III. 6:Schématisation de la poutrelle avant coulage 29
Fig.III. 7:Choix de disposition des étaiements..... 30
Fig.III. 8: Travée avec trois étaiements..... 31
Fig.III. 9: Diagramme de moment efforts tranchent à ELU..... 34
Fig.III. 10:Diagramme de moment efforts tranchent à ELS..... 35
Fig.III. 11:Les sections considérées pour le calcul des ferraillages 36
Fig.III. 12:Disposition constructive des armatures 38
Fig.III. 13: Dimensions de l'escalier..... 43
Fig.III. 14: *Constituant d'un paillasse* 44
Fig.III. 15: Schéma statique de l'escalier..... 45
Fig.III. 16:Schéma statique de l'escalier..... 45
Fig.III. 17: Diagramme des efforts a l'ELU..... 46
Fig.III. 18: Diagramme des efforts a l'ELS 48
Fig.III. 19:Dimensionnement de la poutre palière 52
Fig.III. 20:La dalle pleine sous l'escalier principal 58
Fig.III. 21:Efforts et déplacements des zones rigides. 58
Fig.III. 22: Section de la dalle pleine. 59
Fig.III. 23:Différentes charges supportées par la dalle machine..... 62
Fig.III. 24:Les linges de ruptures 63
Fig.III. 25: dimensions du balcon..... 68
Fig.III. 26: Schéma statistique du balcon..... 68
Fig.III. 27: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 70
Fig.III. 28 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU..... 70
Fig.III. 30*: diagramme du moment fléchissant à l'ELS* 70
Fig.III. 30*: diagramme de l'effort tranchant à l'ELS* 70
Fig.III. 31: Ferraillage du balcon 73

Fig.IV. 1: Dimension des voiles et poteaux 77
Fig.IV. 2: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc 81
Fig.IV. 3: Les forces agissent sur la stabilité au renversement 85
Fig.IV. 4: Distribution..... 86
Fig.IV. 5: Concentration des forces sismiques..... 87
Fig.IV. 6: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 88
Fig.IV. 7: largeur minimum du joint sismique..... 92

TABLE DES MATIERES

Fig V. 1: Définition de la zone nodale dans les poteaux 99
Fig V. 2: Disposition des armatures pour les poteaux 107
Fig V. 3 : Ferraillages des poutres terrasse, RDC et sou sol 113
Fig V. 4 : Ferraillages des poutres d'étages 113

Notation

NOTATION

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} :Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

Notation

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W *:* poids.

❖ **Minuscules grecques :**

Notation

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ **Autres notations :**

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction générale

Introduction générale

En Algérie, la majeure partie de la population est concentrée dans les villes du Nord du pays. Or la plupart de ces villes sont implantées dans les zones à forte intensité sismique.

Nous savons tous que les séismes provoquent des dégâts dans les structures, ou il est nécessaire de faire une étude parasismique sur les structures.

Tout en respectant les règlements parasismiques algériens, cette étude est constituée par les étapes suivantes :

- ❖ présentation de l'ouvrage et définition des caractéristiques mécaniques
- ❖ pré dimensionnement.
- ❖ calcul des éléments secondaires.
- ❖ étude dynamique en zone sismique par utilisation du logiciel de calcul "ROBOT version 23.0”
- ❖ ferraillage des éléments résistants.
- ❖ étude de fondation.
- ❖ conclusion.

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction:

Ce projet porte sur l'étude d'un hôtel (*R+8+S SOL*) à usage d'habitation et à usage de bureaux l'ouvrage sera implanté à Hammam Melouane (*wilaya de Blida*) qui est classée comme zone de moyenne sismicité (*Zone IIb*) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003).*

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet est un hôtel constitué de deux blocs symétries (A et B) de forme irrégulier en plan. Chaque bloc est composé :

- 01 sous sol (parking).
- 01 RDC à usage de commerce.
- 08 étages à usage d'habitation.

Et on a étudier qu'un seul bloque

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Bloc étudié :

Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment…….....30.60 *m*

Hauteur de sous sol …….4.08 *m*

Hauteur du rez-de-chaussée…..... ..3.40*m*

Hauteur de l'étage courant …… ..3,40 *m*

Hauteur de terrasse …… ..3,40 *m*

Dimensions en plan :

Longueur totale en plan ……27.75*m*

Largeur totale en plan …….. .26,00 *m*

I.3. Structure de l'ouvrage :

I. 3.2. Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques contreventés par des voiles en béton armé (selon le *Rpa 99 Versions 2003 page 30)*

I.2.3. Classification du bâtiment selon *(RPA 99 Versions 2003 page 25*) :

L'hôtel est classé dans le " *groupe 2*", c'est un ouvrage courant.

I.3.4. Plancher :

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d'usage, nous avons opté pour deux types de plancher:

Plancher en corps creux.

Plancher en dalle pleine.

I.3.5. Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et de palier intermédiaire

I.3.6. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (*10 cm* et *15 cm* d'épaisseur) séparée par une lame d'air de *5 cm* d'épaisseur.

Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de *10 cm* d'épaisseur

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*CBA93)* et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93).*

I.4.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

I.4.1.1 : Resistance du béton :

a) ***Résistance caractéristique***

Module de déformation longitudinale :

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à ***28 jours***. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de ***200 cm²***

(ø = 16cm) et une hauteur de ***32 cm.***

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

Compression : $f_{c28} = 25 Mpa$. ►►**Art [A.2.1.1.1]** ◄◄

Traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$ ➔ $f_{t28} = 2.1 Mpa$. ►►**Art [A.2.1.1.2]**◄◄

Le **CBA 93** préconise pour j< 28 jours

$$f_{c28} \le 40 Mpa \quad \rightarrow \quad f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83\, j}$$

$$f_{c28} > 40 Mpa \quad \rightarrow \quad f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95\, j}$$

b) Module de déformation longitudinale au béton : **[2]**

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \rightarrow \quad E_i = 32164.195 Mpa$$

Module différé pour les charges de longue durée

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \rightarrow \quad E_i = 10818.900 Mpa$$

Coefficient de poisson:

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \quad \rightarrow \quad \begin{array}{l} \upsilon = 0.2 \;\; E.LS \\ \upsilon = 0.0 \;\; E.L.U \end{array}$$

c) La contrainte de calcul béton comprimé :

✦ *Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :*

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

✦ *Etat Limite Service (E.L.S) :*

La contrainte admissible du béton à la compression :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ ➔ $\sigma_{bc} = 15 Mpa$

I.4.2.Les armatures :

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

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

Aciers durs pour ***0.25 à 0.40*** % de carbone.

a) **Type d'acier**

Tableau I. ***: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances***

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 22	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE 40	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE 50	500

b) Contrainte de calcul d'acier :

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

✦ *Etat Limite Ultime (E.L.U) :*

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400 Mpa$

E_s : Module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$

γ_s : Coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)

γ_s : Coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

✦ *Etat Limite Service (E.L.S) :*

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ ..... pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

Chapitre II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1.Introduction :

Le Prédimensionnement est un calcul préliminaire; il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2 : Prédimensionnement des planchers :

a- Plancher à corps creux

$$\frac{L}{25} \le e \le \frac{L}{20}$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale de la poutre $L_{max} = 5{,}50m \Rightarrow 22.00cm \le e \le 27{,}50cm$

On prend : (20+5) cm.

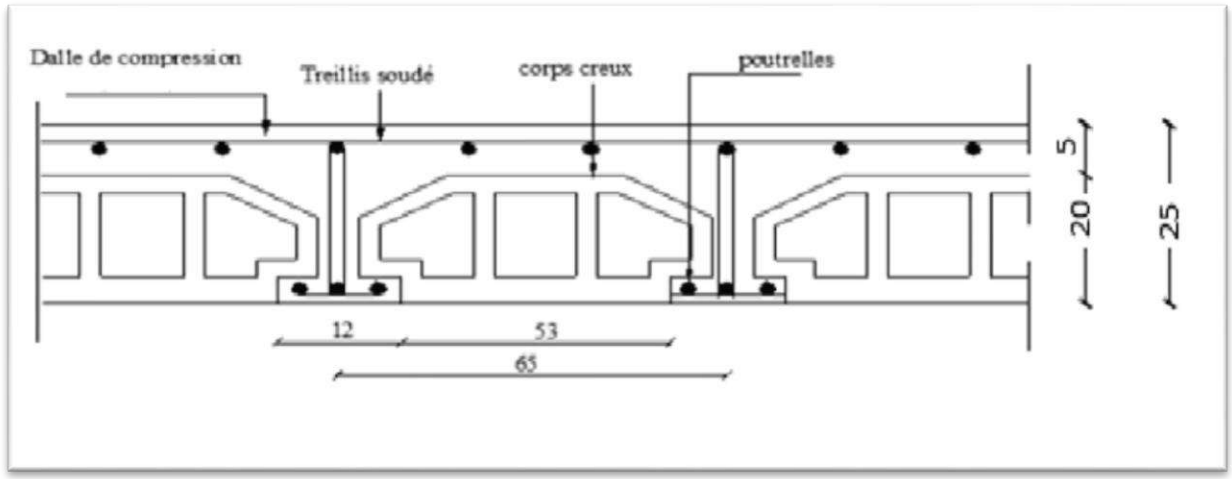


Fig.II. : coupe de plancher à corps creux

b- Dalle pleine :

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{25}$$ **[CBA 93-page 96]**

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre $L_{max} = 5m$

On prend : *e=16cm*

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

Si L > 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

Remarque :

- ✓ Les **Plancher à corps creux** sont pré dimensionnés selon deux critères, critère de résistance,
- ✓ **Les dalles pleines :** elles sont aussi pré dimensionnée selon deux critères, critère de résistance et sécurité contre l'incendie condition d'isolation acoustique,

(ouvrage en béton arme-page 179)

II. 3. Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

- ❖ Les charges permanentes.
- ❖ Les charges d'exploitation ou surcharges.

- **Terrasse inaccessible à corps creux**

Tableau.II. : *Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse*

N°	Matériaux	Epais [cm]	γ_v [kn/m^3]	γ_s [kn/m^2]
1	Protection gravillons	5	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente	11	22	2.42
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	Dalle à corps creux	20+5	14	3.50
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
∑	G			**7.25**

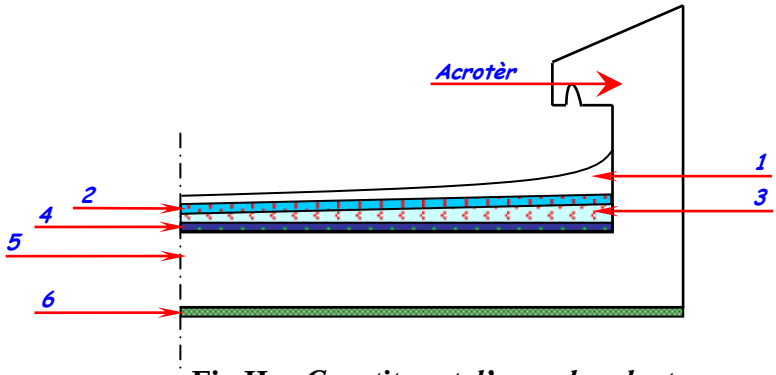


Fig.II. : ***Constituant d'une planche terrasse***

- **Plancher d'étage à corps creux**

Tableau.II. : Evaluation des charges du plancher corps creux

N°	Matériaux	Epais [cm]	γ_v [kn/m^3]	γ_s [kn/m^2]
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	*20*	0,40
3	Lit de sable	*3*	*18*	0,54
4	Cloisons	10	-	1,00
5	Dalle à corps creux	20+5	14	3,50
6	Enduit en plâtre	2	10	0,20
∑	G			**6.08**

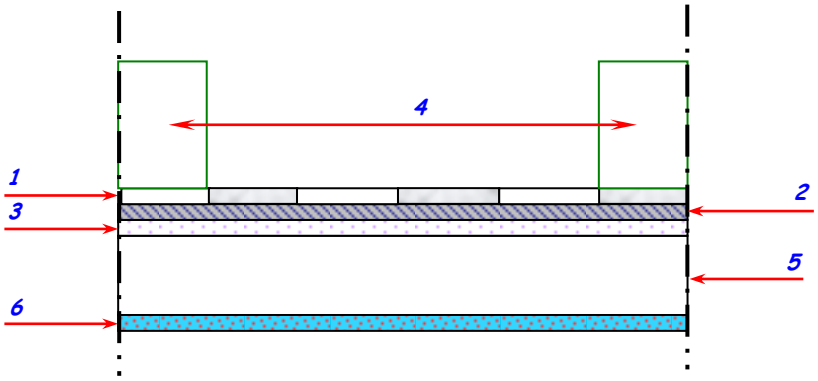


Fig.II. : ***Constituant d'un plancher étage courant***

- **Plancher à dalle plaine**

Tableau.II. : Evaluation des charges du plancher à dalle pleine

N°	Matériaux	Epais [cm]	γ_v [kn/m^3]	γ_s [kn/m^2]
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	*20*	0,40
3	Lit de sable	*3*	*18*	0,54
4	Dalle pleine	16	25	4.5
5	Enduit en plâtre	2	10	0,20
∑		G		**6.08**

- **Terrasse inaccessible à dalle plaine**

Tableau.II. *:* Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

N°	Matériaux	Epais [cm]	γ_v [kn/m^3]	γ_s [kn/m^2]
1	Protection gravillons	5	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente	11	22	2,42
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	Dalle pleine	16	25	4,00
6	Enduit en plâtre	2	10	0,20
∑	G			**7.75**

- **Maçonnerie**

✓ **Murs extérieurs a double cloison**

Tableau.II. : Evaluation des charges du mur extérieur

N°	MATERIAUX	Epais [cm]	γ_v [kn/m^3]	γ_s [kn/m^2]
1	1. Enduit intérieur en plâtre	2	10	0,20
2	2. Briques creuses	15	-	1.35
3	3. Lame d'air	5	-	-
4	4. Briques creuses	10	-	0,90
5	5. enduit extérieur au ciment	2	18	0,36
∑	**G**			**2,81**

✓ Murs interieurs un seul cloison.

Tableau.II. : Evaluation des charges du mur interieur

N°	MATERIAUX	Epais [cm]	γ_v [kn/m^3]	γ_s [kn/m^2]
1	Enduit en plâtre	2,0	10	0,20
2	Briques creuses	10		0,90
5	Enduit en plâtre	2,0	10	0,20
∑	**G**			**1,30**

Tableau.II. : surcharges d'exploitations

USAGES	Q[kn/m^2]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant	1.5
Garage et stationnement des voitures	2.5
R.D.C (restaurants, cafétéria)	2.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

II.4. Pré dimensionnent des éléments résistants :

II.4.1. portique :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, elles transmettent les charges et les surcharges vers les poteaux.

D'après le " CBA 93" :

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

$$* 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

Vérification selon le " RPA 99 version 2003" : ►► Art [7.5.1] ◄◄ (Zone sismique IIb)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau.II. : Pré dimensionnement des poutres

POUTRE							
Règle		Selon le BAEL 91		Selon R.P.A99V-2003			
Condition		L/15≤h≤L/10	0,3h≤b≤0,7h	h≥30	b≥20	h/b≤4	
Calcul	L=5.00	33≤h≤50	13.5≤b≤31.5	45	30	1,5≤4	
Choix		45	30	CV	CV	CV	
Poutre spéciale							
L=7.50M		h=60		b=45			

Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 »:

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

Avec : $\bar{f} = \begin{cases} 0{,}5 + \dfrac{L(cm)}{1000} & si \quad L \succ 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} & si \quad L \leq 5m \end{cases}$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

f_{max}: La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S $(q=G+Q)$.

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \dfrac{bh^3}{12}\right)$

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé $(E_{vj}=10721{,}40MPa)$.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 1cm \quad ; \quad E_{vj} = 10721{,}40\,MPa \quad ; \quad I_b = 227812{,}50\,cm^4$$

Plancher terrasse :

$$q = G + Q = \left(7{,}25x1{,}1 + 25x0{,}30x0{,}45\right) + 1x1{,}1 = 12{,}451kN/ml$$

$$f^{max} = 0{,}41cm \prec 1cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Plancher courant :

$$q = G + Q = \left(6{,}08x1.1 + 25x0{,}30x0{,}45\right) + 1{,}5x1{,}1 = 11{,}713 kN/ml$$

$$f^{max} = 0{,}39cm \prec 1{,}1cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée}$$

II.4.1.2: Les poteaux :

A. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- ✓ Choisir le poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- ✓ Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.
- ✓ Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Vérifier : $$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) =*1,35G+1,5Q*.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $(\alpha = f(\lambda))$.

* λ: Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.

*l_f: Longueur de flambement.

* i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.

*I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$ (Poteau carré).

*B : Surface de la section du béton *(B=a x b)*.

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton *(γ_b=1,50)*……..situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier *(γ_s=1,15)*…….situation durable.

* *fe* : Limite élastique de l'acier *(fe=400MPa)*.

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours *(f_{c28}=25MPa)*.

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (Br = (a-0,02) (b-0,02)) (m^2).

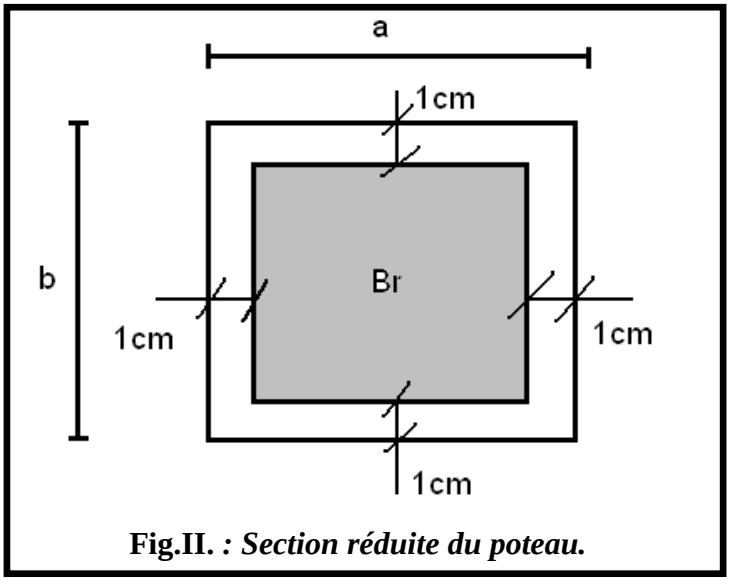


Fig.II. *: Section réduite du poteau.*

Selon le **les règles :** $$0,2\% \leq \frac{A_S}{B} \leq 5\%$$

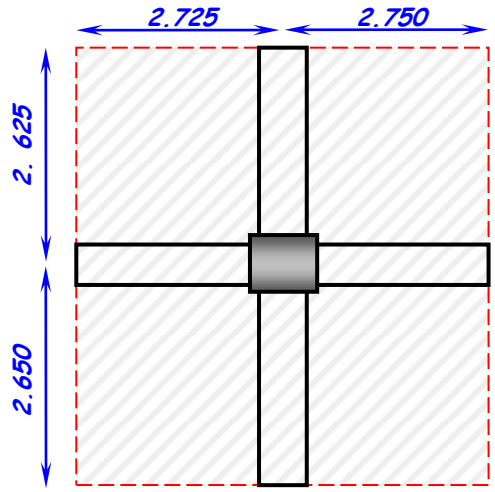
On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda \leq 50 \\ \bullet\ \alpha = 0,6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

A.1.Calcul de la section de poteau le plus sollicité :

S_{tot}= 28.88cm²

S=27.75cm²



A.2. **Détermination des charges :**

- Poids du plancher : $G \times S$
- Poids du poteau : $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b$
- Poids de la poutre : $L_p \times h \times b \times \rho_b$

Exemple de calcul

Plancher terrasse :

Poids de plancher :	7.25×25.75	=186.69kN
Poids du poteau :	25×3.40×0.40×0.40	=10.41kN
Poids de la poutre:	4.975×0.45×0.30×25	=16.97Kn
		=228.39k N

A.3.Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau.II. : Dégression des charges d'exploitation.

Niveau des planchers	*Surcharge*	*∑ surcharge*	*∑ surcharge (kN/m²)*
T	Q_0	$\sum_0=Q_0$	*1*
P7	Q_1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	*2,5*
P6	Q_2	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	*3,85*
P5	Q_3	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	*5,05*
P4	Q_4	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	*6,10*
P3	Q_5	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	*7,00*
P2	Q_6	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	*7,75*
P1	Q_7	$\sum_7=Q_0+0,71\ (Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_7)$	*8,50*
R.D.C	Q_8	$\sum_8=Q_0+0,69(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_8)$	*9,97*
S/SOL	Q_9	$\sum_9=Q_0+0,666(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_9)$	*11.32*

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$$

Tableau.II. : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niv	G (kN)		Q (kN)	N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} xSt (du niv)		
8	233,87	233,87	28,88	359,04	394,95
7	203,74	437,61	72,20	699,07	768,98
6	203,74	641,35	111,19	1032,61	1135,87
5	203,74	845,09	145,84	1359,64	1495,60
4	207,35	*1052,45*	176,17	1685,05	1853,56
3	207,35	*1259,80*	202,16	2003,97	2204,37
2	207,35	*1467,15*	223,82	2316,39	2548,03
1	211,39	*1678,55*	245,48	2634,26	2897,68
RDC	211,39	*1889,94*	287,93	2983,31	3281,65
sous sol	215,64	*2105,58*	326,92	3332,91	3666,20

B. Prédimensionnement des poteaux:

Tableau. II. : Détermination de la section du poteau carré des niveaux.

Niv		$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}$	$N_u < \overline{N}$
	(cm²)	(cm²)	m			(cm²)	(kN)	(kN)	C.V
5 eme	40×40	1,60	2,38	20,61	0,79	1444	1495,60	21697,72	C.V
2 eme	45×45	2,03	2,38	18,32	0,81	1849	2548,03	28160,07	C.V
RDC	50×50	2,50	2,38	16,49	0,81	2304	3281,65	35432,92	C.V
S /Sol	50×50	2,50	2,86	19,79	0,80	2304	3666,20	34782,43	C.V

C. Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm. En zone IIb

Min (b_1, h_1) ≥ h_e / 20

1/4 < b_1 / h_1 < 4

Donc, pour le poteau carré (40x40) on a :

Min (40, 40) = 40 cm ≥ 30 cm. (C.V)

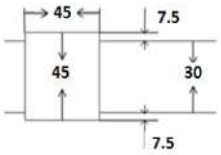
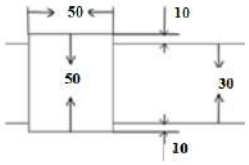
Min (40, 40) = 40 cm ≥ 340/20 =17 cm (C.V)

1/4 < 40/40 = 1 < 4 (C.V)

D. Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003 :

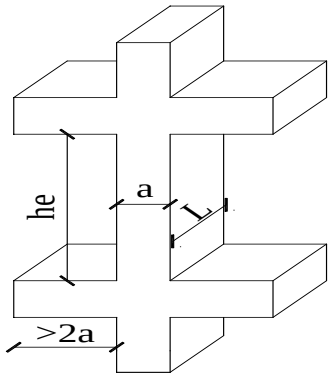
- ✓ $b_{max} \leq 1.5h+b$……..**(1)**
- ✓ $d \leq Max\ (b_1/2; h_1/2)$…….. **(2)**

Tableau. II. : Vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1(cm)	b_1(cm)	(1)	d(cm)	(2)
	**30**	**45**	**45**	**OUI**	**7.5**	**OUI**
	**30**	**50**	**50**		**10**	**OUI**

II.4.2. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.



L ≥ 4a

Fig.II. : Coupe de voile en élévation.

Leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre structure: **a ≥** MAX **(h_e / 22 , 15 cm).**

Où $h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63$ m

On adopte les épaisseurs suivantes ***a= 20cm***

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagés, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons …) ou en béton (acrotère, escaliers…etc.).

III .2. L'acrotère:

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.

Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml

III.2.2 Dimensions et Modélisation de l'acrotère :

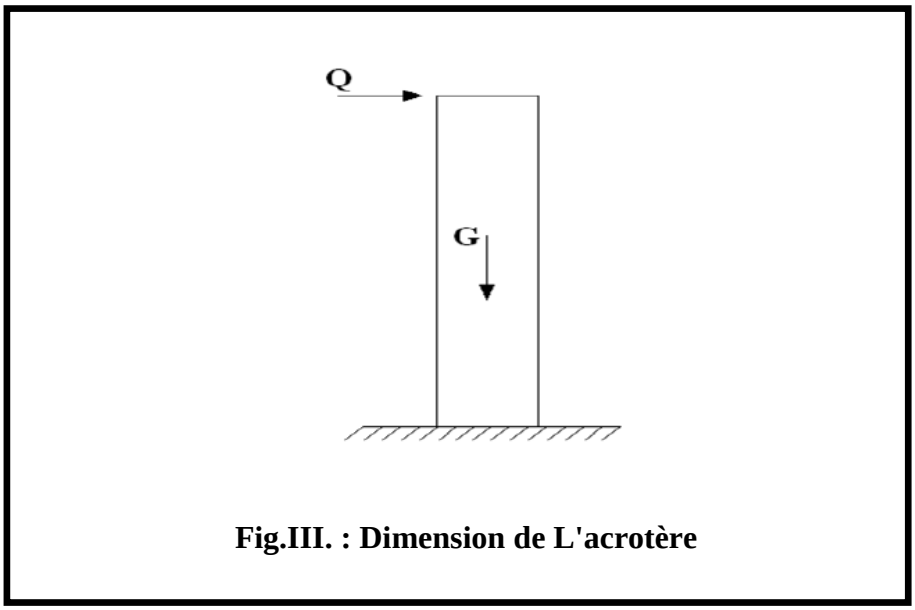


Fig.III. : Dimension de L'acrotère

Pour le dimensionnement de l'acrotère on va considérer une bande de 1m, encastrée à sa base, Les dimensions sont détaillées dans le schéma suivant :

Largeur b=100cm

Hauteur H=70cm

Epaisseur e=10cm

III.2.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

- ✓ **Surface de l'acrotère :**

$$S = \left[(0.1 \times 0{,}6) + (0.1 \times 0.08) + \frac{(0.1 \times 0.02)}{2} \right] = 0.069\, cm^2$$

- ✓ **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725\, kN/ml$$

- ✓ Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m^3) :

$$G = \rho_{ci} x e x P_{cme} = 14 x 0{,}02 x (60 + 10) x 2.10^{-2} = 0{,}392\, kN/ml$$

G=2,117kn/ml

- ✓ **Charges d'exploitations :**

Q=1,00kN/ml

- ✓ **L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)**

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$F_p = 4AC_pW_p$ (Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003).

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,15] groupe 2 .zone II_b

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2.12kN.

F_p=4×0. 15×0,8×2.117=1.06kN.

Q_u=Max (1,5Q ; F_p)

$$\left.\begin{array}{l} F_p = 1.69kN \\ 1{,}5Q = 1.5kN \end{array}\right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1.50kN$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G=2.117kN/ml et Q=1.69kN/ml

III.2.4.Calcul des efforts :

E.L.U

N_u=1.35G=2.858kN

M_u=1.5Q_hh=1.35kNm

T_u=1.5Q_h=2.25kN

E.L.S :

N_{ser}=G=2,117 kN

M_{ser}=Q_hh=0.90 kNm

T_{ser}=Q_h=1,5 kN

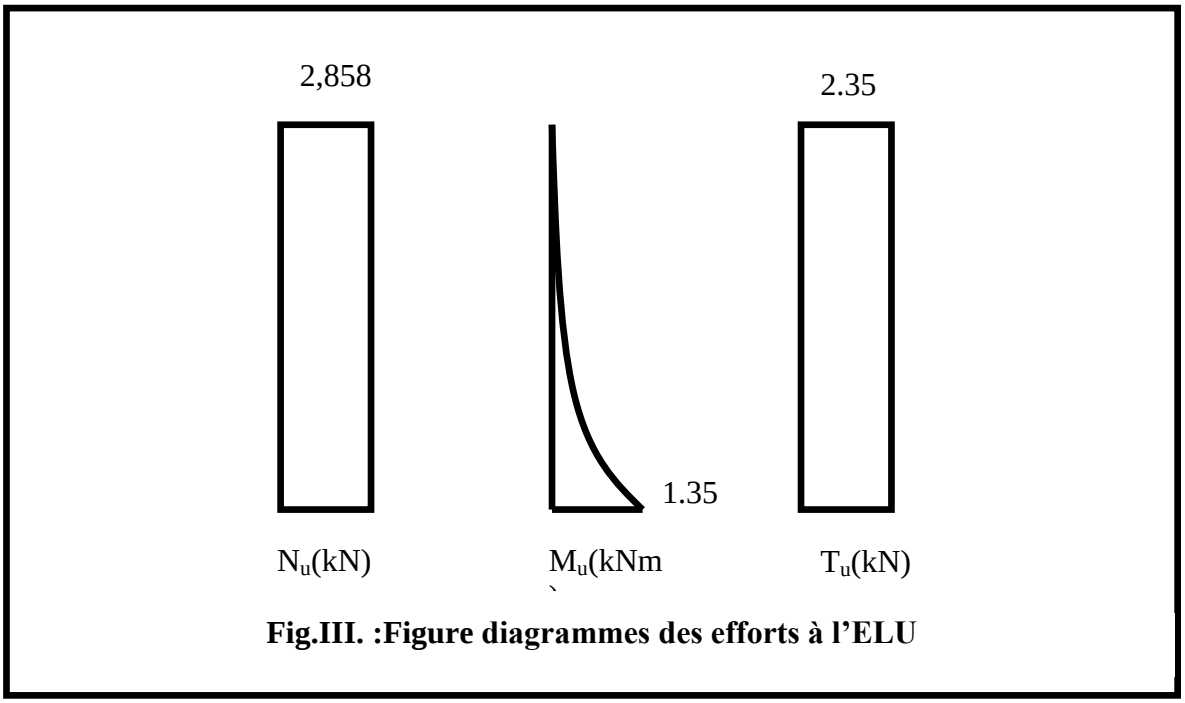


Fig.III. :Figure diagrammes des efforts à l'ELU

III. 2.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm2 soumise à la flexion composée.

A. Les données

Béton :

h=10cm ; b=100cm ; c=c'=2.5cm ; f_{c28}=25MPa ; σ_b=14.2MPa ; c=c'=2.5cm ; γ_b=1.5.

Acier :

fe =400MPa ; σ_s=348MPa ; γ_b=1.15.

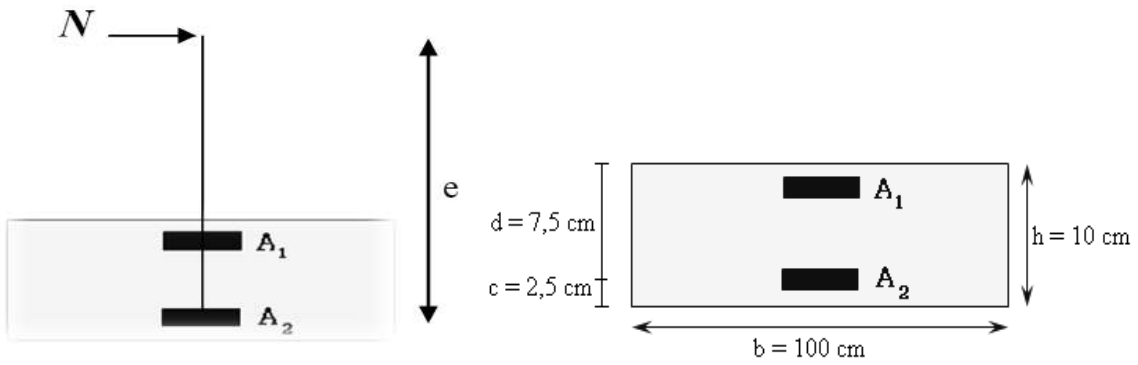


Fig.III. : Section de béton armé à l'E.L.U

III.2.5.a. À E L U :

Calcul de l'excentricité :

$$\left.\begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1{,}521}{2{,}858} = 53{,}22cm \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm \end{aligned}\right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$$ Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 1.59kNm$$

Calcul des armatures verticales:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0{,}02$$

$\mu < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

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

$$Z = d\left(1 - 0{,}4\alpha\right) = 7.425cm$$

$$\mu = 0{,}014 < 0{,}186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad et \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A_{sf} = f\left(M_f\right)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 61.53mm^2$$

- $A_{s1} = A_s' = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 53.32mm^2$

$$Donc : \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0.53cm^2 \end{cases}$$

B. **Condition de non fragilité:** **[1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.53\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : A_1 = 5 HA 8 = 2.31 cm².

Avec un espacement $S_t = 20\ cm \leq S_{min} = \min\left[3h = 36\ cm; 33\ cm\right] = 33\ cm$

C. **Armatures de répartition:** **[1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \leq A_r \leq 1.16$

Donc, on prendra : ***A_r = 4 HA 6 = 1.13 cm²***

Avec un espacement $S_{tr} = 15\ cm \leq S_{min\,r} = \min\left[4h = 48\ cm; 45\ cm\right] = 45\ cm$.

III.1.5.a. Vérification a l'E.L.S : **[1]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,70cm$$

On a :

$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15 (A + A') \Rightarrow B_o = 1034.65$ cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + A_s d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5,084$ cm.

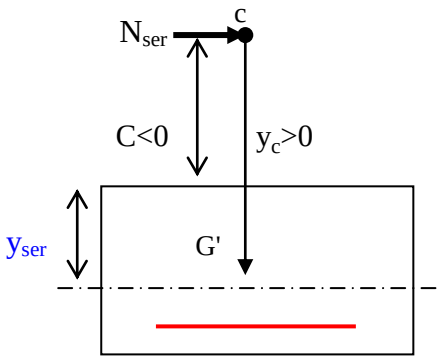
$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4,916$ cm.

$I = \frac{b}{3} (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15 [A (\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8542.60$ cm².

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.680$ cm. Donc :

$e_0 = 47.70$ cm. $\geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.680$ cm $\Rightarrow$ Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)



Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On doit résoudre l'équation suivant :

$y_c^3 + py_c + q = 0$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée du béton et le point c

C=d-e_A

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 50.20cm \Rightarrow C = -42,70cm \qquad (C < 0)$$

$$n = 15; \begin{cases} p = -3C^2 + 6n(C - c')\frac{A'_s}{b} + 6n(d - C)\frac{A_s}{b} = -5365.50cm^2 \\ et \\ q = -2C^3 - 6n(C - c')^2\frac{A'_s}{b} - 6n(d - C)^2\frac{A_s}{b} = 150469.80cm^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2.43 \times 10^8$$

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 174.09°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 84,58cm$$

$$y_1 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85.53cm$$

$$y_2 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 44.78cm$$

$$y_3 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39.75cm$$

La solution qui convient est : y_c=44.78cm

Car : 0<y_{ser}=y_1=y_c+C<d

0<y_{ser}=44.78−42.70=2.08cm<9cm

Donc :

En revanche on a : k = $\frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by1^2}{2} + 15\,[A's\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)]. \Rightarrow S_{xx}=28.52\ cm^3$

D'où alors : $k = 2117/28520 \Rightarrow k=74.22 \times 10^{-3}\ N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (74.22 \times 10^{-3}) \times 20.8 \Rightarrow \sigma_b = 1.55\ MPa$

Et : $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15 \times 74.22 \times 10^{-3}(75 - 20.8) \Rightarrow \sigma_s = 60.34\ MPa$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 1.55\ MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_s = 60.34a \leq \overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\ MPa\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.6.Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \Rightarrow T = -19.99 < 0$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que:.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.034\ MPa$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b}\ ;\ 4\ Mpa\right] = 2{,}5\ Mpa$ (la fissuration est préjudiciable)

D'où alors : $\tau_u = 0.034\,MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

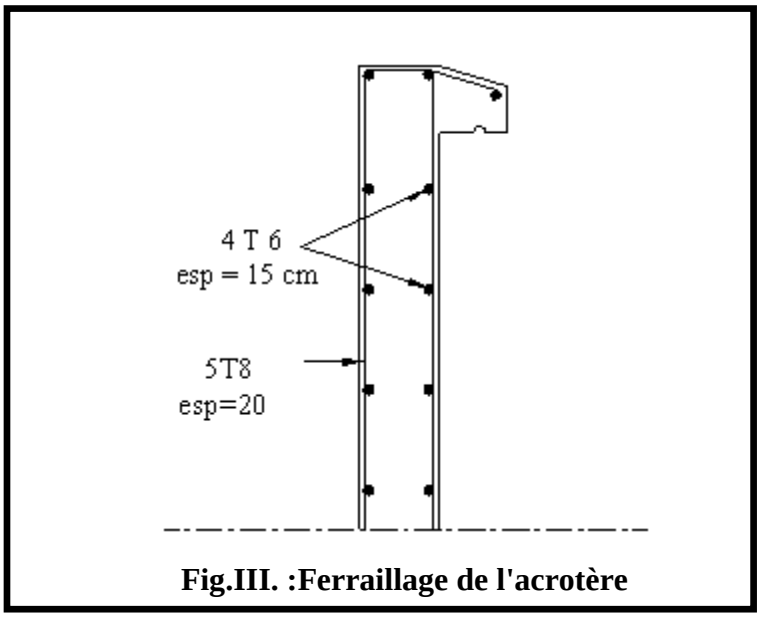


Fig.III. :Ferraillage de l'acrotère

III.3. Les Planchers :

III.3.1. Définition :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :

Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)

Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

III.3.2. Plancher à corps creux :

Les planchers sont en corps creux coulés sur place avec une dalle de compression de 5cm. Les poutres et poutrelles d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes de la RDM.

III.3.2.1. La dalle de compression : [2] ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

  20 cm [2]

- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

  33 cm [1]

- ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02L \frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \qquad [2]$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

  50cm ≤ (L=65cm) ≤ 80cm ⇒ $A_t \geq 0.5$ cm² /m.l

✓ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.25 cm^2/ml \quad [2]$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm ×20 cm.

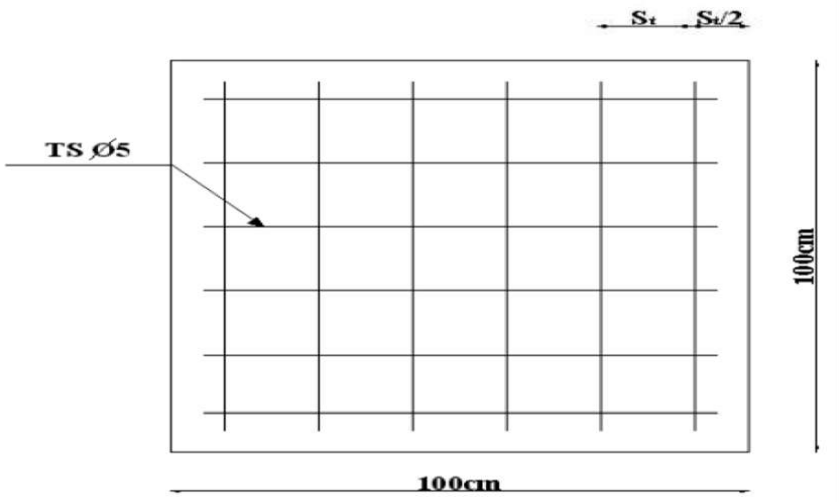


Fig.III. :disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distanciées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes

1ère étape: Avant le coulage de la table de compression.

2eme étape: Après le coulage de la dalle de compression.

a. Avant coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente

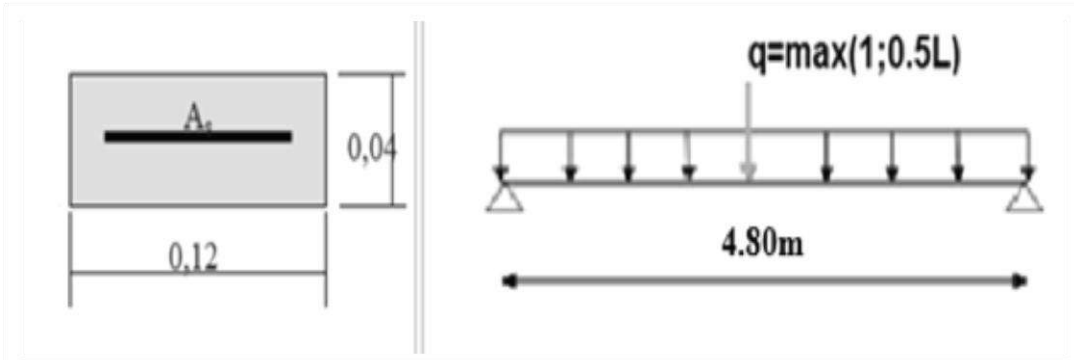


Fig.III. :Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau.III. : Charges de poutrelle avant coulage

Travée L(m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.80	2.40	Poids de poutrelle	Poids d corps creux
		0.12×0.04×25=0.12	0.65×1=0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne les résultats suivant :

Tableau.III. : Calcul des moments

M_G (kN.m)	M_Q (kN.m)	M_U (kN.m)
$\frac{GL^2}{8}=2.20$	$\frac{QL}{4}=2.88$	$1.35M_G+1.5M_Q=7.29$

$$\mu=\frac{M_u}{b\times d^2\times\sigma_b}=\frac{7.29\times10^3}{0.12\times20^2\times14.2}=10.70>>\mu_l=0.392$$

$\Rightarrow$ A' $\neq$ 0 Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible). On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

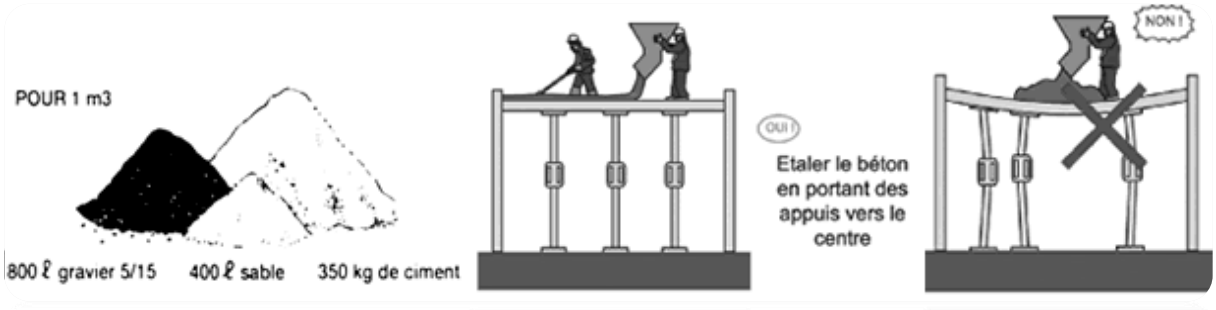


Fig.III. :Choix de disposition des étaiements

Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "f_{limite}", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention $f<f_{limite}$.

$$f = f_Q + f_G$$

tel que :

$\boldsymbol{f_Q}$: Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier [Q = max (1 kN; 0.5L)]

$$f_Q = \frac{Q.L^3}{48.E.I}$$

$\mathbf{f_G}$: Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = \frac{5.G.L^4}{384.E.I}$$

$G = 0.77kN/ml$

$$I = \frac{0.12 \times 0.04^3}{12} = 6.4 \times 10^{-7} cm^4$$

E=32164.2

Le tableau suivant résume les résultats des calculs précédents :

Tableau.III. :Calcul de nombre d'étaiement

Nombres d'étaimentt	L (m)	G (kN/ml)	Q (kN/m)	f_G (cm)	f_Q (cm)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
1	2.40	0.77	1.2	1.62	0.016	1.63	0.48	Non
2	1.6		1	0.35	0.004	0.354	0.32	Non
3	1.2			0.11	0.0017	0.111	0.24	Oui

Résultants:

Alors, il faut prévoir 3 étaiements le long de la travée espacée de 117 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression. Schématisée comme suit :

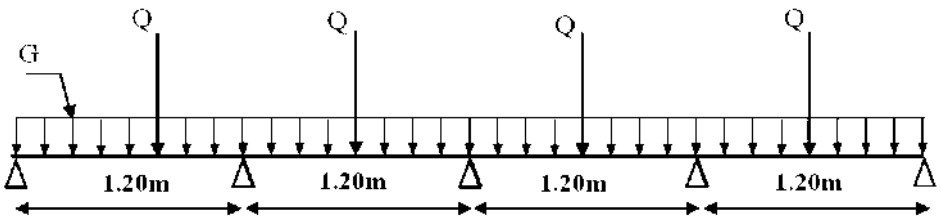


Fig.III. : Travée avec trois étaiements

b. Après coulage:

La poutrelle travaille comme une poutre continue en Te encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

b.1.Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Condition d'application :

H_1 : $Q \leq$ Max {2G ; 5kN/m^2}

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H_4 : Fissuration peu nuisible.

b.2.Exposé de la méthode :

- $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq Max\{1{,}05M_0 ; (1+0{,}3\alpha)M_0\} - \dfrac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} \dfrac{(1+0{,}3\alpha)}{2} M_0 & Travée\ intermédiaire \\ \dfrac{(1{,}2+0{,}3\alpha)}{2} M_0 & Travée\ de\ rive \end{cases}$

Avec :

$M_0 = \frac{PL^2}{8}$: La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

$M=0{,}2M_0$ appuis de rive

$M=0{,}6M_0$ pour une poutre à deux travées

$M=0{,}5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée

$M=0{,}4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_w: effort tranchant à gauche de la travée.

T_e: effort tranchant à droite de la travée.

b.3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau.III. :Evaluation des charges et surcharges

Plancher	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
terrasse	7.25×0.65=4.713	1×0.65 = 0.65	7.38	5.36
courant	6.08×0.65=3.952	1.5×0.65=0.975	6.60	4.93
RDC et sous-sol	6.08×0.65=3.952	2.5×0.65 =1.625	7.773	5.58

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte un seul types de poutrelles qui est le plus sollicité :

Poutrelles à trois travées :

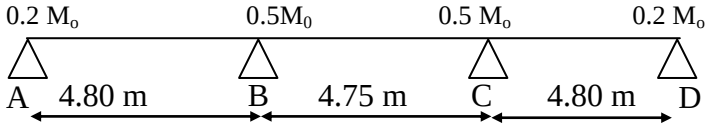


Tableau.III. : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	22.39	17	4.48	11.20	17.26	20.06
B-C	21.92	13	10.96	10.96	18.46	18.46
C-D	22.39	17	11.20	4.48	20.06	17.26

Tableau.III. : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	16.07	13	3.21	8.04	10.51	16.21
B-C	15.78	10	7.88	7.88	13.85	13.85
C-D	16.07	13	8.04	3.21	16.21	10.51

b.3.Représentation des sollicitations :

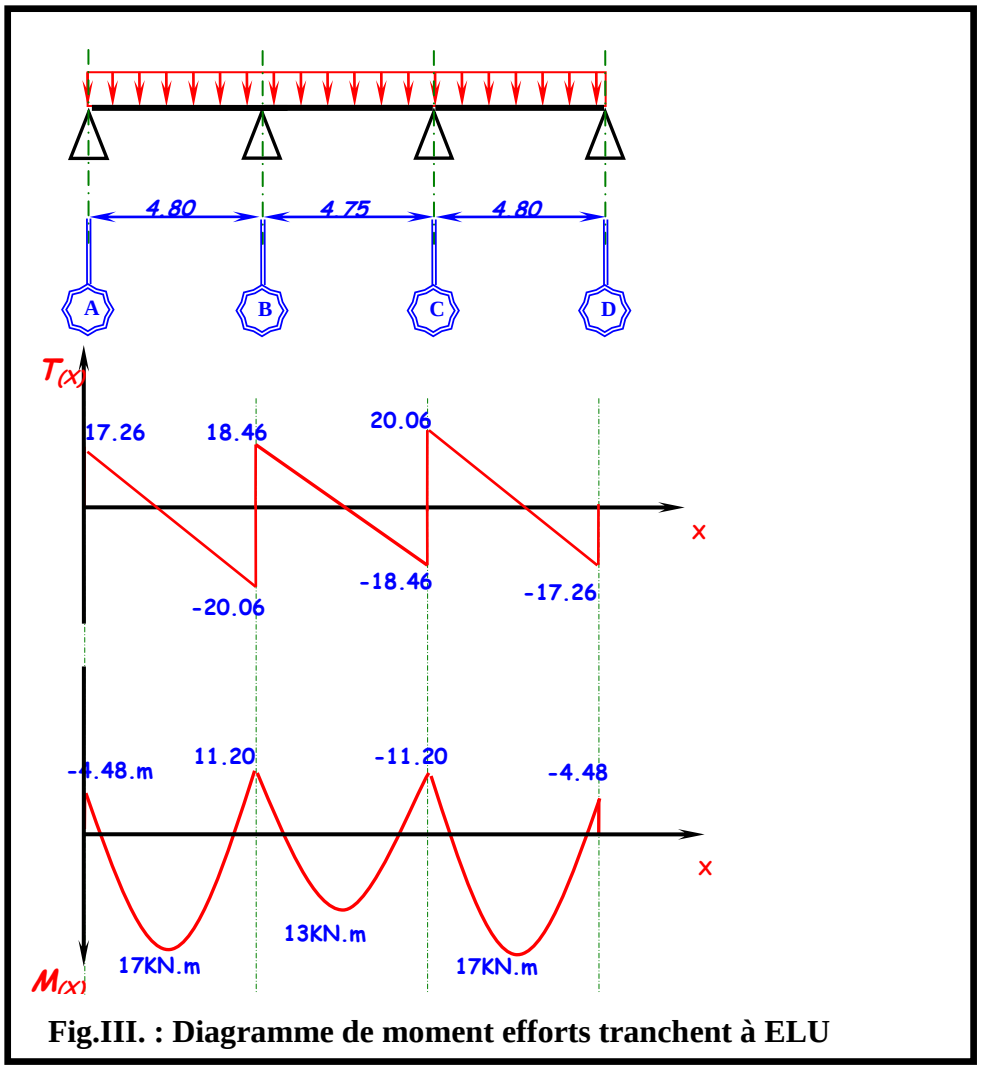


Fig.III. : Diagramme de moment efforts tranchent à ELU

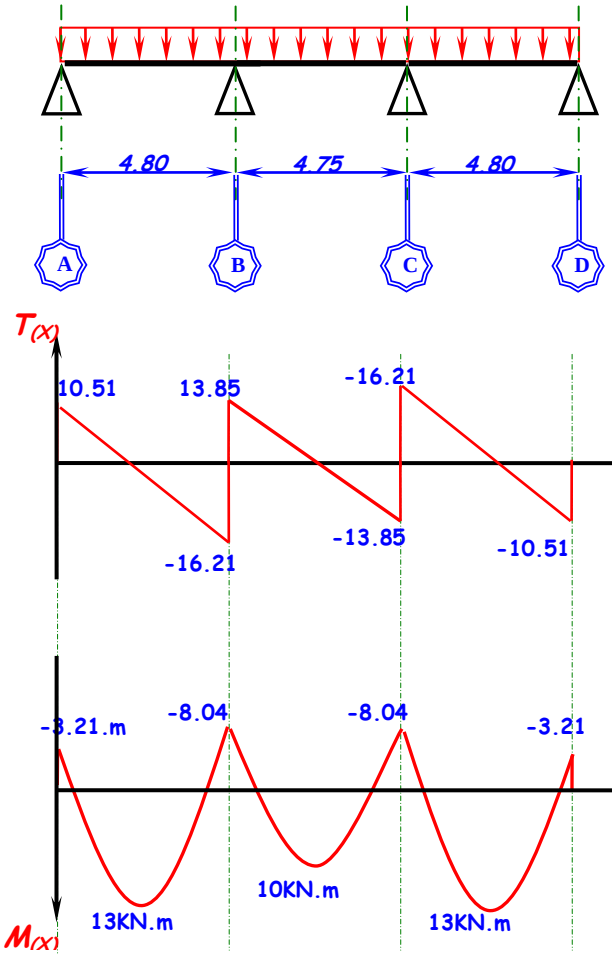


Fig.III. :Diagramme de moment efforts tranchent à ELS

b.5.calcul du ferraillage :

D. Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous

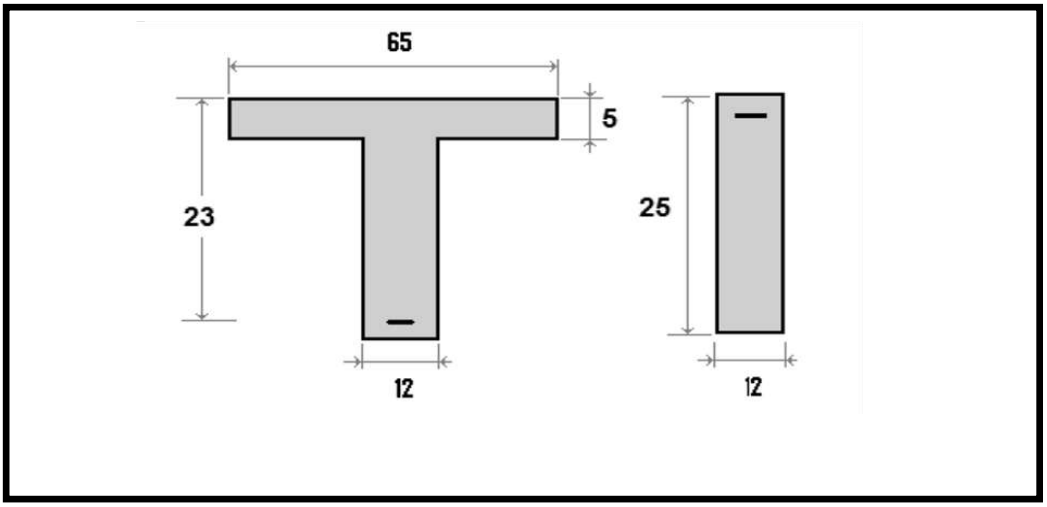


Fig.III. :Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau.III. ***: Calcul des armatures***

ELU		
	En travée section T	**Aux appuis section rectangulaire**
M_u (kN.m)	17	11.20
M_0 (kN.m)	$M_0 = bh_0\sigma_{bc}(d-(h_0/2)) = 35.07\ kNm$	
	$M_u < M_0$ ⇨l'axe neutre appartient à la table ⇒étude d'une section rectangulaire **(b×h)= (65*25)cm²** ⇨calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire **(b×h)= (12×25)cm²** ⇨calcul en flexion simple
μ	0.057	0.124
μ_l	0.932	
$\mu < \mu_l$	oui	
α	0.073	0.166
Z (cm)	22.33	21.47
A_s (cm^2)	2.19	1.52
A_{min} (cm^2)	1.62	0.30
Le choix	3HA12=3.39 (cm²)	2HA12=2.26 (cm²)
ELS		
M_{ser} (kN.m)	13	8.04
$\bar{\sigma}_b$(Mpa)	15	
$y_1(cm)$	5.27	4.40
$I_G(cm^4)$	19156.05	13573.70
σ_b (Mpa)	3.58	2.61
$\sigma_{b<}\bar{\sigma}_b$	oui	

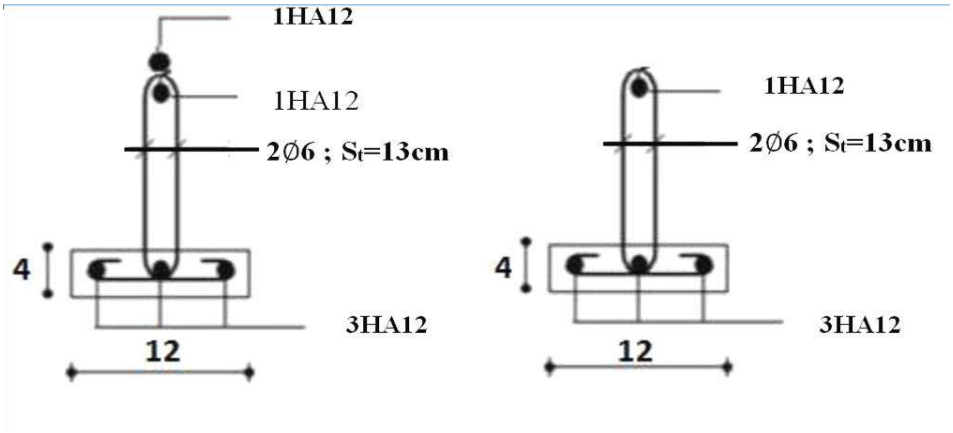


Fig.III. :Disposition constructive des armatures

E. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{18.46 \times 10^3}{120 \times 230} 0{,}67\,MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \times V_u}{b_0 \times a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \times a \times 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60kN \qquad \textbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (b-c-2)] =Min[23 ; 61] $\Rightarrow$ a=20.70cm

V_u=20.06KN$\leq$120×207×0.4×$\frac{25}{1.5}$=165.6 KN *condition vérifié*

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

$V_u+(M_u/0.9d)=20.06+[(-11.20)/(0.9x0.23)]= -34.05 < 0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy}=2V_u/ab_0 \leq \overline{\sigma}=1.3f_{c28}/\gamma_b$

σ_m :la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_m=1.61MPa< $\overline{\sigma}$ =21.67 MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

F. Armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right]$ → $\phi \leq [7.14;\ 12;\ 12]$

On adopte: ϕ_t = 6mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}28\text{m}^2$; $n_t = 2$

At =at.nt = 0,56cm²

G. Escapement:

$S_t \leq min[0.9\,d\ ,40\,cm] = 20.7cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003 \times S_t \times b$ RPAVersion2003 ►►Art [7.5.2.2]◄◄

$\Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.003.b} = \frac{0.56}{0.003 \times 12} = 15.50\,cm$ Donc on adopte: S_t = 13cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 130} = 0.0036 \geq \frac{1.15(0.65 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 235 \times (0+1)} = 0{,}000108$ Condition vérifié

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.31cm^2$

$A_t = 0.56cm^2 \geq A_{t\,min} = 0.31cm^2$ Condition vérifié

H. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{25}{480} = 0.052 \geq \frac{13}{15 \times 22.39} = 0.0381 \\ \frac{3.39}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{12 \times 23} = 0.0122 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \end{cases}$$ Condition non vérifié

Puisque il y'a une condition, n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

M_{ser} = 13 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 23} = 0.0122$$

ρ = 1.22 % ⇒ β_1 = 0.85 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times 10^6}{\beta_1 \times d \times A} = 196.15 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right)0.0122} = 3.37$$

λ_v=2/5 λ_i=1.35

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \times 0.0122 \times 196.15 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.68$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 9.06 cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 34.05 \times 10^3 \ cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 11.38 \times 10^3 \ cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 20.10 \times 10^3 \ cm^4$$

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 MPa$; E_v=1/3 E_i=10819MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \times I_{fi}} = \frac{13 \times 10^8 \times 4.80^2}{10^4 \times (32164.2 \times 11.38)} \Rightarrow fi = 8.18 mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{13 \times 10^8 \times 4.80^2}{10^4 (10819 \, x 20.10)} \Rightarrow f_v = 13.77 \text{ mm.}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 13.77 - 8.18 = 5.59$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 9.60$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 5.59$ mm $< f_{Limite} = 9.60$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=20+5cm**) du plancher à corps

Tableau.III. : Vérification de flèche

M kN.m	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
13	3.39	9.06	0.012	0.85	196.15	0.68	3.37	1.35
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{ad} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
34.05×10^3	11.38×10^3	20.10×10^3	4.80	8.18	13.77	5.59	9.60	C.V

III.4.Les escaliers:

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

III.4.1.Dimensionnement:

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

$59 \leq g + 2h \leq 66$ ..... (1)

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient :

$g + 2h = 65$ ..... (2)

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

$n \times h = H$ .....(3)

$(n - 1)\, g = L$ .....(4)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse

En remplaçant (3) et (4) dans (2), nous obtenons :

$$64n^2-n\,(64+2H+L)+2H=0$$

Avec : n : La solution de l'équation

$64n^2- 717\,n + 340 = 0$

- ***Solution :***

n_1=0,49……..refusée.

n_2=10

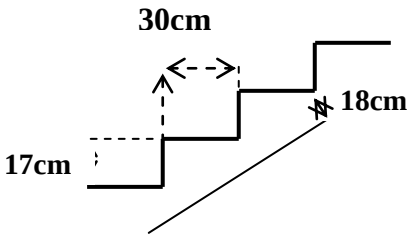
Donc on prend :

le nombre de contre marche …….. n=10

le nombre des marches ……n-1=9

$$h=\frac{H}{n}=0.17m=17cm$$

$$g=\frac{L}{n-1}=0.30m=30cm$$



❖ ***Vérification de l'équation de « BLONDEL » :***

$$\begin{cases}(59\le(g+2h)\le 66)\text{cm}\\(16\le h\le 18)\text{cm}\\(22\le g\le 33)\text{cm}\end{cases}\Rightarrow\begin{cases}2h+g=64\text{cm}\\h=17\text{cm}\\g=30\text{cm}\end{cases}$$ Vérifiée

❖ ***Détermination de l'épaisseur de la paillasse :***

$$\frac{l}{30}\le e\le\frac{l}{20}\Rightarrow 15.96cm\le e\le 23.95cm$$

Avec :

$l=3.19+1.60=4,79m$

On prend donc l'épaisseur e=18 cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications seront satisfaites.

❖ ***Angle d'inclinaison de la paillasse*** **:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0.6296 \Rightarrow \alpha = 32.19°$$

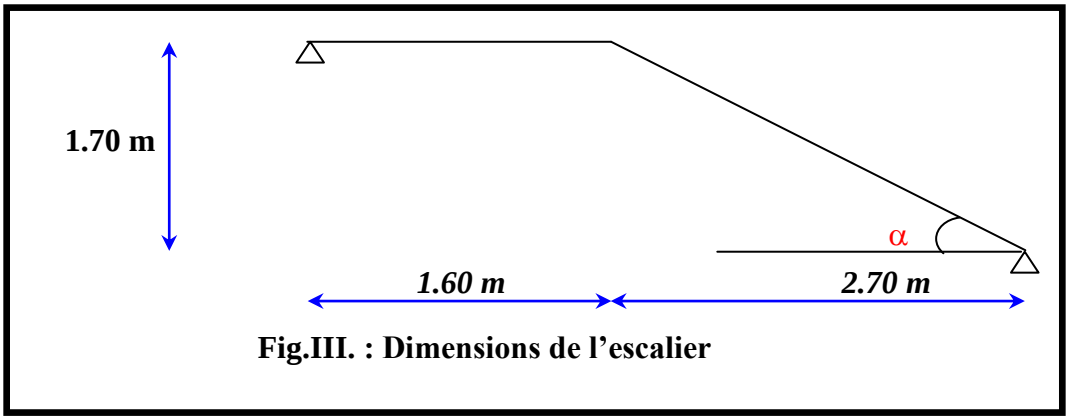


Fig.III. : Dimensions de l'escalier

III.4.1.1. Evaluation des charges :

➢ ***Charge permanente***

Palier :

Tableau.III. : Poids propre du palier de repos de l'escalier

Nombre	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Carrelage grés céramique	0.02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0.02	20	0.40
-3-	Lit de sable	0.03	18	0.54
-4-	Dalle en béton armé	0.18	25	4.50
-5-	Enduit en ciment	0..02	18	0.36
			G=6.24N/m²	

Paillasse :

Tableau.III. : Poids propre du palier de paillasse d'escalier

Nombre	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Carrelage	0.02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0.02	20	0.40
-3-	Poids propre de Marches	0.17 / 2	25	2.13
-4-	Poids propre de la Paillasse	$\frac{0.18}{cos32.19}$	25	5.32
-5-	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
-6-	Garde corps	-----	-----	1.00
			G=9.65KN/m²	

Surcharge D'exploitation :

Q=2,50KN/m²

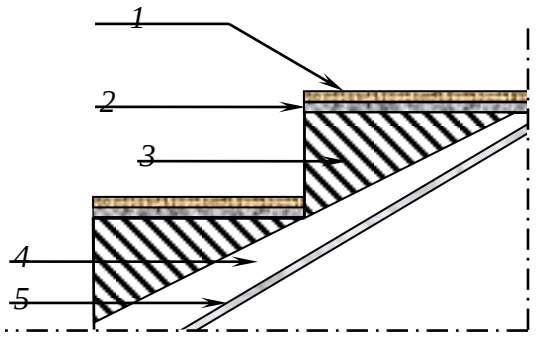


Fig.III. : ***Constituant d'un paillasse***

Tableau.III. : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN)	Q (KN)	q_u=1,35G+1,5Q	q_{sur}=G+Q
Paillasse	9.65	2.50	16.77	12.15
Palier	6.24	2.50	12.174	8.74

III.4.1 .2 Détermination des efforts :

➢ ***Etat limite ultime ELU :***

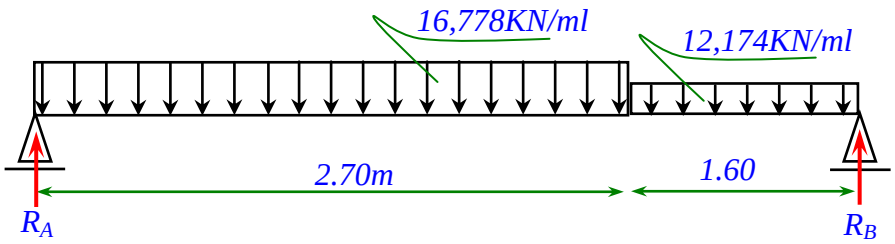


Fig.III. : Schéma statique de l'escalier

- ***Calcul des réactions d'appuis :***

$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 64.78$

$\sum \text{M/A} = 0 \Rightarrow R_B \text{ x } 4 = (16.778\text{x } 2.70\text{x } 1.35) + (12.174\text{x } 1{,}60 \text{ x } 3.5)$

$R_A = 32.379$ KN et $R_B = 32.401$KN

$$q_e = \frac{(12.174 \times 1.60) + (16.778 \times 2.70)}{4{,}30} \quad \Rightarrow \quad q_e = 15.06\,KN.m$$

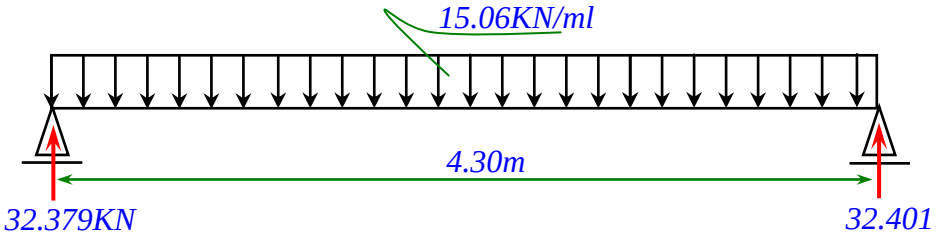


Fig.III. :Schéma statique de l'escalier

- ***Calcul moment fléchissant (M_x) et l'effort tranchant (T_x) :***

Coupe (1-1) $0 \le x \le 4{,}30$

$T_X = -15{,}06x + 32{,}379$ Pour $(x = 0)$ $\Rightarrow$ $T = 32.379\,kN$

Pour $(x = 4{,}30)$ $\Rightarrow$ $T = -32.379\,kN$

$M_X = -7{,}53x^2 + 32{,}379x$ Pour $(x = 0)$ $\Rightarrow$ $M_X = 0.00$

Pour $(x = 2.15)$ $\Rightarrow$ $M_X = 34.81kN.m$

Pour $(x = 430)$ $\Rightarrow$ $M_X = 0kN.m$

D'où $M_{max}(x = 2.15) = 34.81KN.m$

Diagramme des efforts :

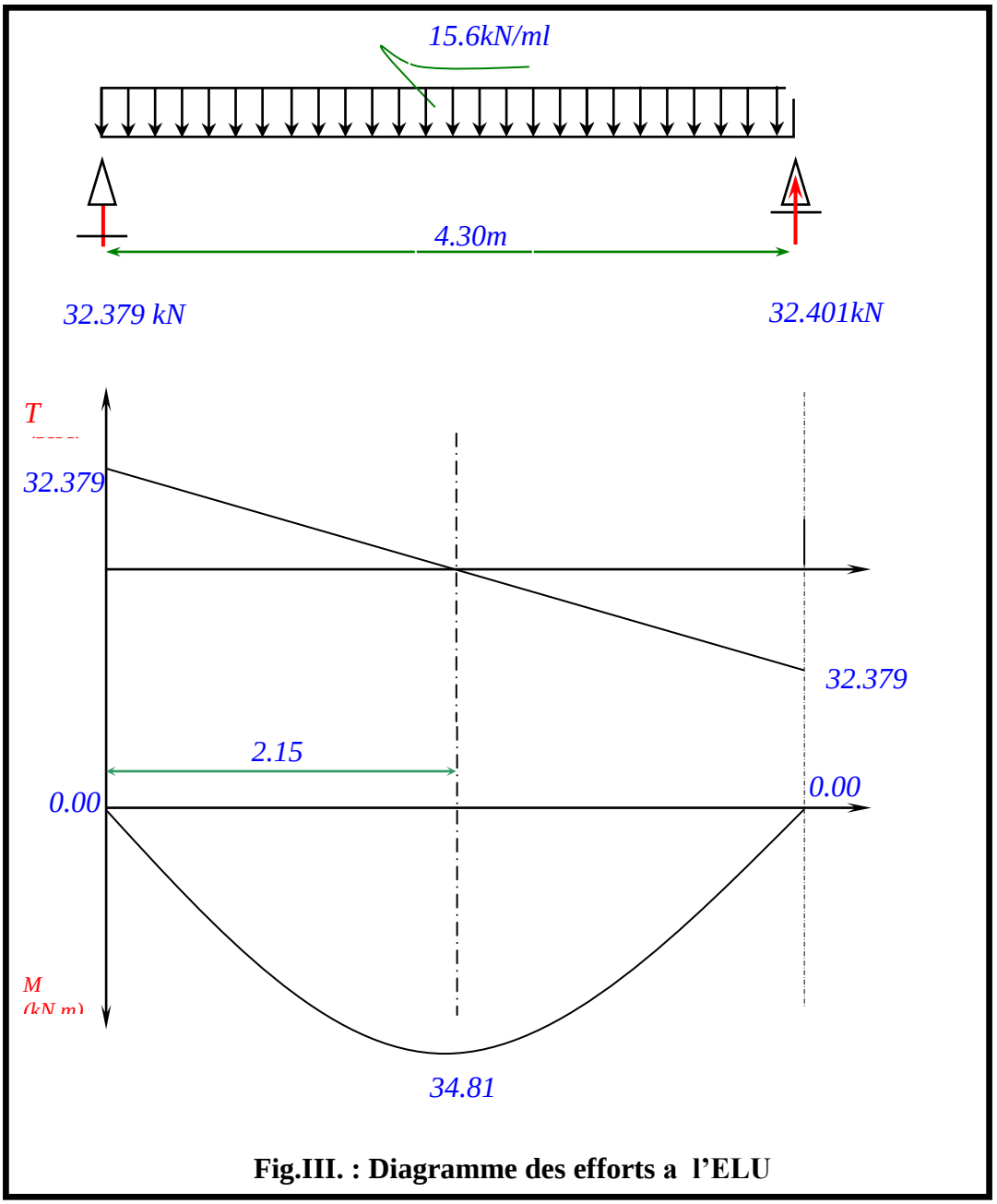


Fig.III. : Diagramme des efforts a l'ELU

b) Etat limite service ELS :

- ***Calcul des réactions d'appuis :***

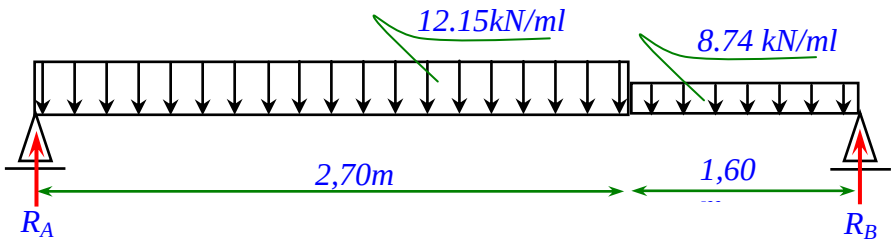


Fig. III.18 : Schéma statique de l'escalier

$$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 46.789\,kN$$

$$R_A = 23.392kN \quad , \quad R_B = 23.397kN$$

$$q_e = \frac{(8.74 \times 1.60) + (12.15 \times 2.70)}{4.3} \quad \Rightarrow \quad q_e = 10.88kN.m$$

- **Calcul moment fléchissant (M_x) et l'effort tranchant (T_x) :**

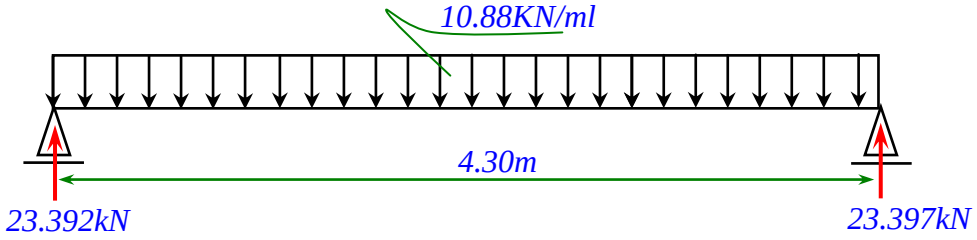


Fig.III.19:schéma statique de l'escalier

Coupe (1-1) $0 \le x \le 4.30m$

$T_X = -10.88x + 23.392$ Pour $(x = 0)$ ⇨ $T = 23.392\,kN$

Pour $(x = 4.30m)$ ⇨ $T = -23.392\,kN$

$M_X = -5.44x^2 + 23.392x$ Pour $(x = 0)$ ⇨ $M_X = 0.00$

Pour $(x = 2.15m)$ ⇨ $M_X = 25.01kN.m$

Pour $(x = 4.30m)$ ⇨ $M_X = 0kN.m$

D'où $M_{max}(x = 2.15) = 25.01kN.m$

Diagramme des efforts :

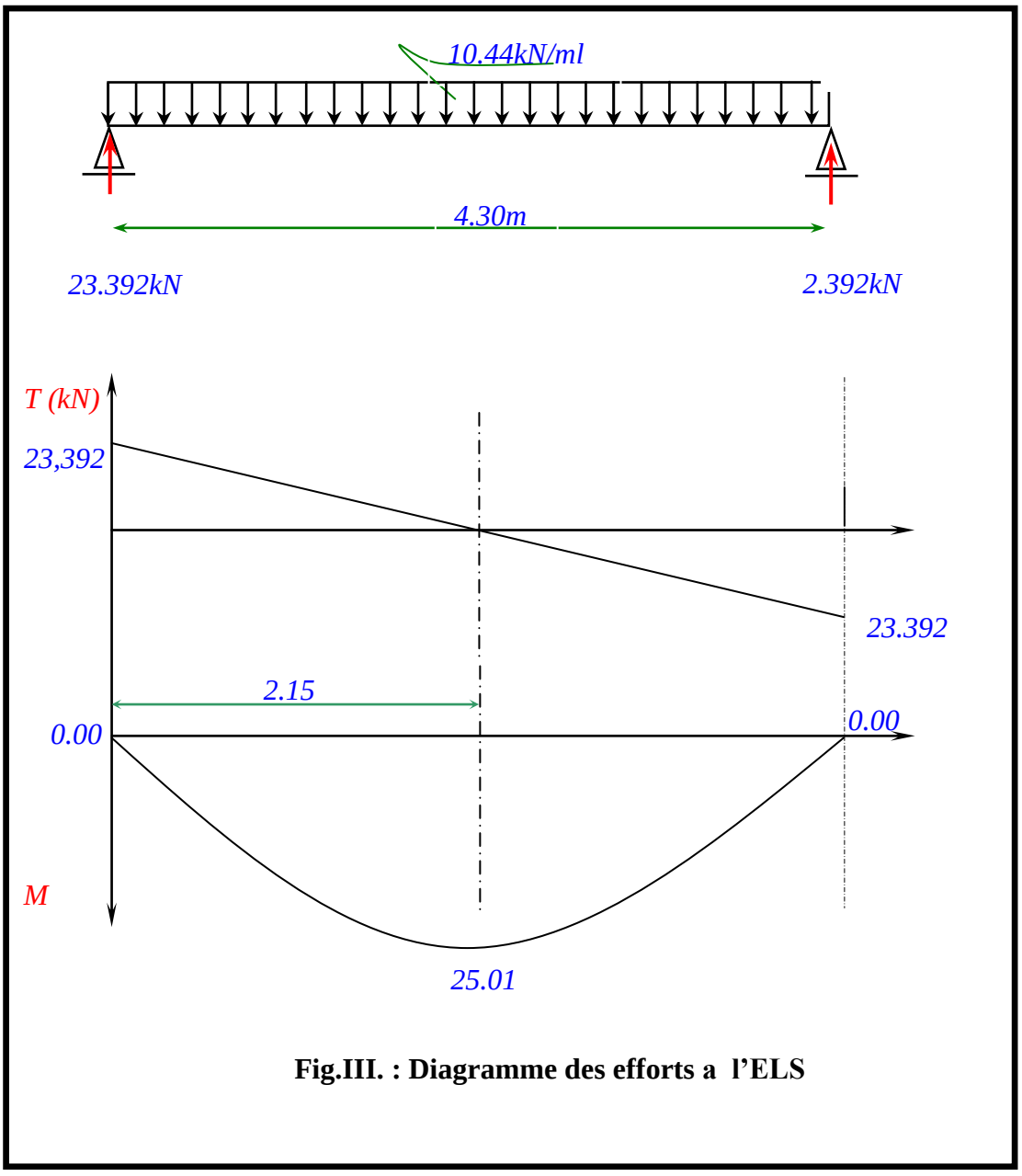


Fig.III. : Diagramme des efforts a l'ELS

III.4.2.Calcul de ferraillage

Les données :

b=100cm, h=18cm, d=15.5

Acier : $Fe = 400\,MPA$, $\gamma_S = 1.15$, $f_{su} = 348\,MPA$, $\eta = 1.6$

Béton : $fc_{28} = 25MPA$, $ft_{28} = 2.1MPA, \gamma_b = 1.5$, $f_{bc} = 14{,}2MPa$

Le calcul se fait à la flexion simple

a)Calcul de ferraillage à ELU :

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{max} \Rightarrow M_t = 29.59 KN.mm$$

Moment aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{max} \Rightarrow M_a = 17.407 KN.m$$

Tableau.III. : Ferraillage d'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)
Travée	29.59	0.086	oui	0	0.112	14.81	5.74	6T12	6.78
appui	17.407	0.051	oui	0	0,065	15.09	3.31	6T10	4.71

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$$

En travée :

$$A = 6{,}78 cm^2 \geq A_{min} = \frac{18 \times 100}{1000} = 1.80 cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

En appuis :

$$A = 4{,}71 cm^2 \geq A_{min} = \frac{18 \times 100}{1000} = 1.80 cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

❖ Armatures de répartitions :

En travée : $A_r = \frac{A_S}{4} \Rightarrow A_r = 1.70 cm^2$

Donc on adopte un ferraillage de $6\varphi 8 / ml \Rightarrow A_r = 3.01 cm^2$

En appuis : $A_r = \frac{A_S}{4} \Rightarrow A_r = 1.18 cm^2$

Donc on adopte un ferraillage de $6\varphi 8 / ml \Rightarrow A_r = 3.01 cm^2$

❖ Vérification de l'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

$$S_t = 20 \le Min[3h = 54cm; 33cm] = 33cm \quad \text{……..C.V}$$

Pour les armatures des répartitions:

$$S_t = 20 \le Min[4h = 72cm; 45cm] = 45cm \quad \text{……..C.V}$$

❖ ***Vérification de l'effort tranchant*** ►► CBA93 A.5.2.2 ◄◄

On prendra le même espacement des armatures travée et à l'appui:

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau_u}$ **[1]**

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = 3.33MPa.$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{32{,}379 \times 10^3}{1000 \times 155} = 0{,}209\,MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa \text{.....vérifiée}$$

b) Vérification à ELS :

La fissuration étant peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à effectuer sur la contrant d'acier**.**

La contrainte admissible du béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times fc_{28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPA$$

a.1. En travée

$$M_{ser} = 0.85 \times M_{max} \Rightarrow M_{ser} = 21.26KN.m$$

Détermination de la position de l'axe neutre **Y=?**

$$\frac{b \times Y^2}{2} + nA'_S(Y - c') - nA_S(d - Y) = 0$$

Avec : $A'_S = 0, n = 15, A_S = 6{,}78cm^2 \Rightarrow Y = 4.60cm$

D'où : $I = \frac{b \times Y^3}{3} + nA'_S(Y - c')^2 + nA_S(d - Y)^2 \Rightarrow I = 15327.51cm^4$

$$K = \frac{Mser}{I} = \frac{21.26 \times 10^{-3}}{15327.51 \times 10^{-8}} \rightarrow K = 138.70$$

$\sigma_{bc} = K \times y \rightarrow \sigma_{bc} = 6.38MPa$ C.V

a.2. En appuis

$$M_{ser} = 0.5 \times M_{max} \Rightarrow M_{ser} = 21.51KN.m$$

Détermination de la position de l'axe neutre **Y=?**

$$Y = 4.03cm$$

D'où : $I = 11476.47cm^4$

$$K = \frac{Mser}{I} = \frac{25.01 \times 10^{-3}}{15327.51 \times 10^{-8}} \rightarrow K = 109$$

$$\sigma_{bc} = K \times y \rightarrow \sigma_{bc} = 7,51MPa \quad \text{C.V}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{18}{479} = 0.037 < 0.0625 \quad non \ \ vérifiée \\ \frac{6.78}{100 \times 15.5} = 0.0044 < 0.0105 \quad vérifiée \\ 0.0625 < \frac{25.01}{10 \times 34.81} = 0,35 \quad non \ \ vérifiée \end{cases}$$

Dans ce cas le calcul de la flèche est nécessaire

Tableau.III. :Vérification de la flèche d'escalier

	A_s Cm²	ρ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
25,01	6.78	0.0042	196.64	5	2	0.319	53879.9	22839.2	32893.7

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0.544cm \\ f_v = 1.124cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.58cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{479}{500} = 0.95cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.69cm < \bar{f} = 0.95cm \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée.$$

III.4.3.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour supporter le poids de l'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "**CBA93** " **[1]** est vérifiée selon le " **RPA99 version 2003** " **[2],**

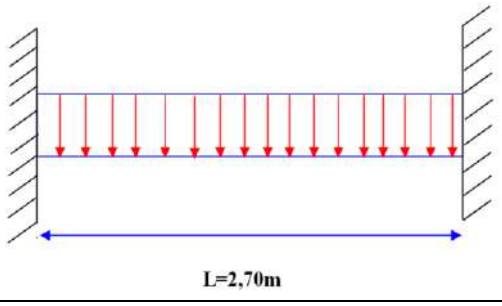


Fig.III. :Dimensionnement de la poutre palière

III.4.3.1.Pré dimensionnement :

La poutre palière a une longueur **L=2.7m, c'est** une outre de section rectangulaire **(b×h)**.

$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$ ➔ $18cm < h < 27cm$

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

❖ **Vérification des conditions du RPA99V2003 :**

$b \geq 20cm$ ➔ $b = 25cm$ ..... Condition vérifiée

$h \geq 30cm$ ➔ $h = 30cm$ .....Condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4$ ➔ $\frac{30}{25} = 1.2$ .....Condition vérifiée

III.4.3.2.Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $Gp = 0.25 \times 0.30 \times 25$ ➔ $Gp = 1.875\,kN/ml$

$Ru = 32.392\,kN$; Rser=$23.392\,kN$

$q_u = 1.35 \times 1.875 + 32.392 = 34.923 kN/ml$

$q_{ser} = 1.875 + 23.392 = 25.267 kN/ml$

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul ses réactions par la méthode de la RDM :

$R_a = R_b = ql/2$

M_{max} (appuis) = $M_a = M_b =$ □ $ql^2/12$

M_{max} (travée) = $ql^2/24$

A L'ELU:

$R_a = R_b$ = 47.15kN

M_{max} (appuis) = □ 21.26kN.m

M_{max} (travée) = 10.61kN.m

A L'ELS:

$R_a = R_b$ = 34.11KN

M_{max} (appuis) = □ 15.35kN.m

M_{max} (travée) = 7.67kN.m

III.4.3.3.Ferraillage :

Les données :

Acier : $Fe = 400\,MPA$ $\gamma_S = 1.15$ $f_{su} = 348\,MPA$ $\eta = 1{,}6$

Béton : $fc_{28} = 25MPA$ $ft_{28} = 2{,}1MPA$ $\gamma_b = 1.5$ $f_{bc} = 14{,}2MPa$ b=25cm h=30cm

d=25,5cm $c = 4{,}5cm$

Le calcul se fait à la flexion simple

a)**A L'ELU:**

En travée :

$$\mu = \frac{M_{au}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{10.61\times10^{-3}}{0.25\times(0{,}255)^2\times14.2} \rightarrow \mu = 0{,}045$$

$\mu = 0.045 < \mu = 0.187$ *pivot A* $\begin{cases}\varepsilon_S = 10‰\\ \varepsilon_{bc} \le 3{,}5‰\end{cases}$

$\alpha = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)$ ⇨ $\alpha = 0.059$

$Z = (1-0.4\alpha)d$ ⇨ $Z = 24.9\,cm$

$$A_S = \frac{M_{au}}{Z\times\sigma_S} \Rightarrow A_S = 1.224m^2$$

$As = 2.35cm^2$ ➔ $3HA10$

Sur appuis :

➔ $\mu = 0.092$

$\alpha = 0.121$

$Z = 23{,}54cm$

$\mu_U = 0{,}121 < \mu_{AB} = 0.186$ Pivot A ⇨

$\varepsilon_S = 10\,‰$

$\sigma_S = \dfrac{Fe}{\gamma_S} = 348\,MPA$

$A_S = \dfrac{M_{au}}{Z \times \sigma_S}$ ⇨ $A_S = 2.59cm^2$

$As = 3.39cm^2$ ➔ $3HA12$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A \geq A_{min} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}} \Rightarrow A_{min} = 0.75cm^2$$

En travée **:**

$A = 2.35cm^2 \geq A_{min} = 0{,}75cm^2$ …… CV

En appuis :

$A = 3.39cm^2 \geq A_{min} = 0{,}75$ …… CV

❖ ***RPA99Version2003*** ►►**Art [7.5.2.1]** ◄◄

A_{min} = 0,5% bh

A_{max} = 4% bh (zone courante)

A_{max} = 6% bh (zone de recouvrement)

Tableau.III. : Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 de la poutre palière

	A(cm²)	A_{min}(cm²)=3.75	A_{max}(cm²)=30	correction
Travée	2.35	CNV	CV	4HA12=4.52cm²
Appuis	3.39	CNV	CV	4HA12=4.52cm²

❖ *Effort tranchant:*

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ Mpa\ ; 5\ Mpa\right] = 3.33$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{47.15 \times 10^3}{250 \times 255} = 0.739\,MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min\left[b-c-2\,;0.9d\right] = Min\left[18.5\,cm\,;22.95\,cm\right] = 18.95\,cm$$

$$V_u = 34.32\ KN \le 0.4\left(\frac{25}{1,5}\right)\times 2.50\times 1.895 = 316\ KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée}$$

❖ *Calcul des armatures transversales*

$$\varphi_t \le \min\left(\frac{h}{35},\ \varphi_l,\ \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \qquad \phi_t \le \min\left(1cm;1,2cm;2,5cm\right) = 1cm\,.$$

$$\varphi_t = 8mm\,.$$

La section d'armatures transversales est $2\,\phi\,8 \Rightarrow A_t = 1cm^2$

Vérification du R.P.A 99 V2003 :

$$A_{t\,min} = 0{,}003\times S_t \times b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\text{ cm}\,;12\,\varphi_t = 9.6\text{ cm}\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\text{ cm} & \text{(zone nodale)}\\ \overline{S}_t = 15\text{ cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 7\text{ cm} & \text{(zone nodale)}\\ S_t = 15\text{ cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$

On a $A_t = 1$ cm².

$$S_t = 7\text{ cm} \Rightarrow A_t = 1\text{ cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.\ S_t = 0.525\text{ cm}^2$$

$$S_t = 15\text{ cm} \Rightarrow A_t = 1\text{ cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(25)\times(15) = 1.12\text{cm}^2$$

$S_t < \overline{S}_t$ Pour les deux zones

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra $A_t = 3$ T 8 = 1.5 cm².

❖ ***Vérification à ELS :***

La contrainte admissible du béton :

$\overline{\sigma}_b = 0.6\times fc_{28}$ ➔ $\overline{\sigma}_b = 15MPA$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

Avec:

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

Tableau.III. :Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S (poutre palière).

	A (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	M_{ser} (KNm)	$\overline{\sigma}_b$	σ_b	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	4.52	8.05	15018.88	7.67	15	4.09	c.v
En appuis	4.52	8.35	19807.65	15.35	15	6.45	c.v

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.S

- Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{30}{270} = 0.111 > 0.0625 & \textit{vérifiée} \\ \frac{2.39}{25 \times 25.5} = 0.0037 < 0.0105 & \textit{vérifiée} \\ 0.111 \geq \frac{1}{10} = 0.1 & \textit{vérifiée} \end{cases}$$

Donc n'est pas nécessaire de calculer la flèche

III.5. Calcul des dalles pleines:

III.5.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

III.5.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.5.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M \cdot L \cdot \theta$.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

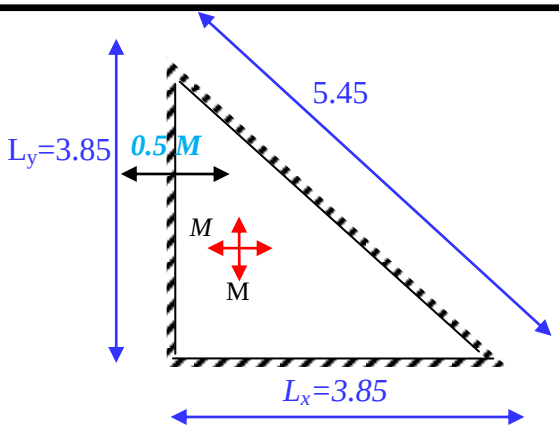


Fig.III. :La dalle pleine sous l'escalier principal

III.5.3. Position des lignes de rupture:

- **Dalle triangulaire :**

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

C'est-à-dire:

$M_{ax}=M_{ay}=0.5M$.

$M_{tx}=M_{ty}=M$

Travail externe:

$$T_{ext}(1)=T_{ext}(2)= P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}.$$

$$T_{ext}(3)= P_u \left[\frac{L_x L_y}{2} - \left(\frac{L_y x}{2} + \frac{L_x y}{2} \right) \right] \cdot \frac{f}{3}.$$

$$\sum T_{ext} = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L_x L_y}{2} \right] = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L^2}{2} \right]$$

Travail interne: (avec : $L_x = L_y = L$)

$$T_{int}(1)= \frac{M \cdot f}{y} \cdot L$$

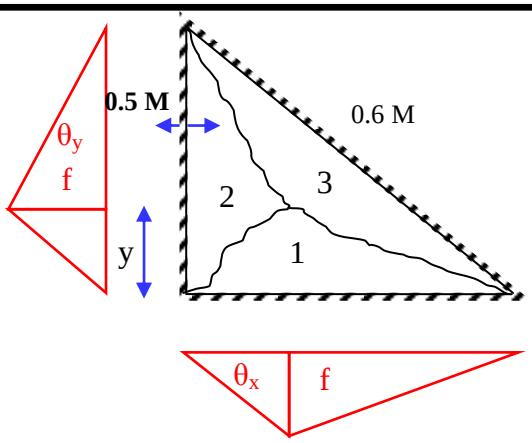


Fig.III. :Efforts et déplacements des zones rigides.

$$T_{int}(2)=\frac{M\cdot f}{y}\cdot L$$

$$T_{int}(3)=2\cdot M\cdot L\frac{f}{L-2y}$$

$$\sum T_{int}=2\cdot M\cdot L\frac{f}{L-2y}+\frac{M\cdot f}{y}\cdot L+\frac{M\cdot f}{y}\cdot L$$

$$\sum T_{int}=M\cdot L\cdot\left(\frac{2}{y}+\frac{2}{L-2y}\right)\cdot f$$

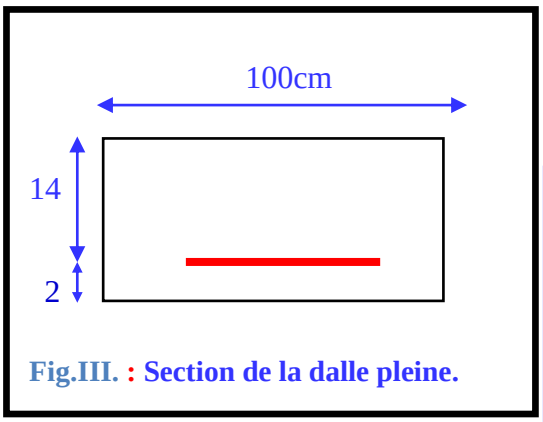


Fig.III. : Section de la dalle pleine.

Principe de travail virtuel :

$\sum T_{ext}=\sum T_{int}$; Où : L = L_x = L_y = 3.85 m.

On obtient: $P_u=\frac{12}{L}\left[\frac{L-y}{Ly-2y^2}\right]M$

$\frac{dp}{dx}=0\Rightarrow y=1.128m$; Donc: **M_u = 0.21 P_u=2.67kN.m**

Avec: P_u=1.35 (6.63) +1.50 (2.5)=**12.70kN**

P_{ser}= 6.63+2.5=**6.55kN**

❖ **Ferraillage :**

M_u = 0.21 P_u=2.67kN.m

M_{ser} = 0.21 P_{ser}=1.38kN.m

Moment en travée suivant les deux axes:

M_{tx}= M_{ty} =M= 2.67kN.m

Moment aux appuis:

M_{ax} = M_{ay} = 0.5M = 1.34 kN.m

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

b=100cm, h=16 cm ; c=2cm, σ_b=14.20MPa; σ_s=348 MPa.

Tableau.III.16 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire

	Sens	Mu (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{min} (cm^2)	A_s^{cl} (cm2)	choix	A_s^{ad} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	2.67	0.0095	0.012	13.93	1.6	0.55	5T8	**2.31**	**20**
	y-y							2.31		
Appui	x-x	1.34	0.0048	0.006	6.97	1.6	0.27	5T8	**2.31**	**20**
	y-y							2.31		

ELS

	Sens	M_{ser}(kN.m)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	y_1 (cm)	I_G(cm^4)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
travée	x-x	1.38	15	2.78	5078.20	0.76	oui
	y-y						
appui	x-x	0.69				0.38	
	y-y						

❖ ***Vérification de l'espacement:***

$$S_{T1} \leq Min\begin{cases}3h = 45cm \\ 33cm\end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel $= \frac{b}{n} = 100/5 = 20cm$

Soit $S_{T1} = 20cm \leq 33cm$ **(C.V)**

❖ ***Vérification de l'effort tranchant :***

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 16.30Mpa$$

$\tau_{ux} = 0.12MPa < 1.16MPa$ ……..Condition Vérifiée

❖ ***Vérivérification de la flèche***

Si les deux conditions sont vérifiées il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

h/L = < M_t / 20×M_0

14/385=0.04<(1.38/20×8.09)=0.008 (M_0=3.85²×6.55/12)

A/b×d = 0.0016 < 2/f_e = 0.005 (C.V)

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6. Dalle machine :

III.6.1.Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface S= (2.40X1.90) m^2.

Elle est composée de :

- Le moteur (machine).
- Dalle supportant la machine.
- Cabine d'ascenseur.

III.6.2.Prédimensionnement :

❖ **Condition de L'E.N.A.S.C :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm. On prend **e=25cm.**

III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

Dalle plien	G	epaisseur	poids volumique	poids surfacique
		0 .25	25	6.25
	Q	2		

III.6.4. Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donnée par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

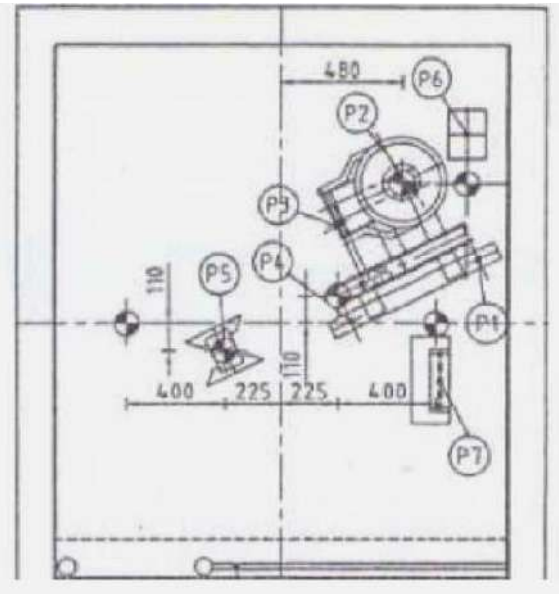


Fig.III. :Différentes charges supportées par la dalle machine

Tableau.III. :Les charges concentrées

P (kgf)						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4500	3500	7000	9000	12500	10000	2300

$q = \frac{\sum P_i}{S}$=120,20 KN/m²

Tableau.III. : Les charges et surcharges

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu (kN/m^2)	Pser (kN/m^2)
126 ,45	2	173,71	128,45

III.6.5 .Calcul des sollicitations :

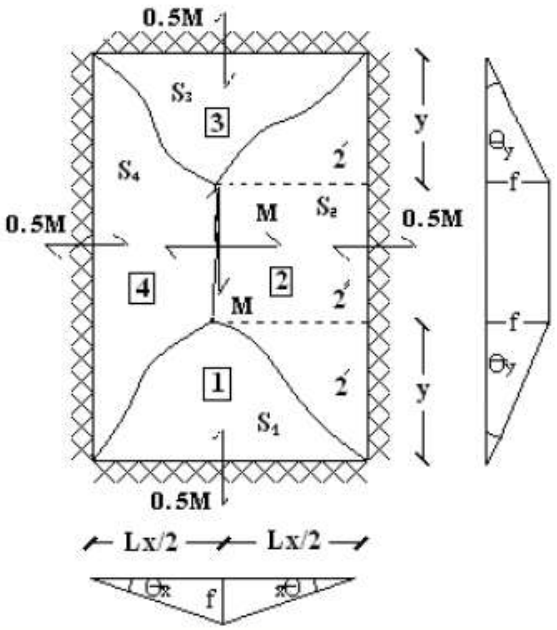


Fig.III. :Les linges de ruptures

❖ **Travail externe :**

$$T_{ext} = T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + T_{ext}^{3} + T_{ext}^{4}$$

Avec :

$$T_{ext}^{1} = T_{ext}^{3} \;\; et \;\; T_{ext}^{4} = T_{ext}^{2}$$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1.\frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6} L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4} L_x L_y - \frac{1}{3} L_x y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2} L_x L_y - \frac{1}{3} L_x y\right)$$

❖ **Travail interne :**

$$T_{int}^{1} = 0.5\,M\,L_x\,\theta_y + M\,L_x\,\theta_y \qquad \theta_y = \tan\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5ML_x\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = 0.5ML_y\frac{2f}{L_x} + ML_y\frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3ML_y\frac{f}{L_x}$$

$$\sum T_{\text{int}} = 3M \cdot\cdot\left(\frac{Lx}{y} + \frac{2Ly}{Lx}\right)\cdot f$$

❖ **Principe du travail virtuel :**

$$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$$

$$q_u = 3M\left[\frac{\frac{1.9}{y} + 2.52}{-0.63y + 2.28}\right]$$

$\frac{dp}{dx} = 0 \Rightarrow y = 1.06m$; Donc: **M_u = 0.12 q_u=0.12×173.71=20.84kN.m**

Mt=20.84 kN/m ; Ma=0.5×M=10.42kN/m

III.6.6. Calcul de ferraillage :

b=100cm, h=25 cm ; d=23cm; c=2cm, σ_b=14.20MPa; σ_s=348 MPa.

❖ On doit calculer les hauteurs utiles :

✓ d_x=25-2-1/2=22.5cm.

✓ d_y=22.5-2-1/2=21.5cm.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III. :Calcul des sections d'acier de la dalle

	Sens	Mu (kN.m)	M	α	Z (cm)	A_{min} (cm^2)	A_s^{cl} (cm2)	choix	A_s^{ad} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	20.84	0.028	0.036	22.17	2.50	2 .70	4HA10	3.14	25
	y-y	20.84	0.031	0.039	21.16	2.50	2.80	4HA10	3.14	25
Appui	x-x	10.42	0.014	0.018	11.08	2.50	1.35	4HA10	3.14	25
	y-y	10.42	0.15	0.019	10.58	2.50	1.40	4HA10	3.14	25

❖ **Vérification de l'effort tranchant:**

Suivant Lx :

$$V_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 127.24kN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d_x} = 0.56MPa < \bar{\tau}_u = \frac{0.007 f_{28}}{\gamma_b} = 1.16kN \qquad condition\ verifier$$

Suivant L_y :

$$V_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{3L_y} = 110.02kN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d_y} = 0.51MPa < \bar{\tau}_u = 1.16kN \qquad condition\ verifier$$

❖ **Vérification à ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à effectuer sur la contrant d'acier**.**

La contrainte admissible du béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times fc_{28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15MPA$$

Tableau.III. :Calcul de moment de service

		M_{ser} (kN .m)
Sens X	En travée	0.12×128.45=15.414
	En appuis	0.5×15.14=7.707
Sens Y	En travée	0.12×128.45=15.414
	En appuis	0.5×15.14=7.707

Tableau.III. :Vérification à L'ELS

ELS								
	Sens	M_{ser}(kN.m)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	y_1 (cm)	I_G(cm^4)		σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
travée	x-x	15.414	15	4.15	18242.07	84.50	3.50	oui
	y-y	15.414		4.05	16556.40	93.10	3.77	
appui	x-x	7.707		4.15	18242.07	42.25	1.75	
	y-y	7.707		4.05	16556.40	46.50	1.89	

❖ **Vérification de la flèche :**

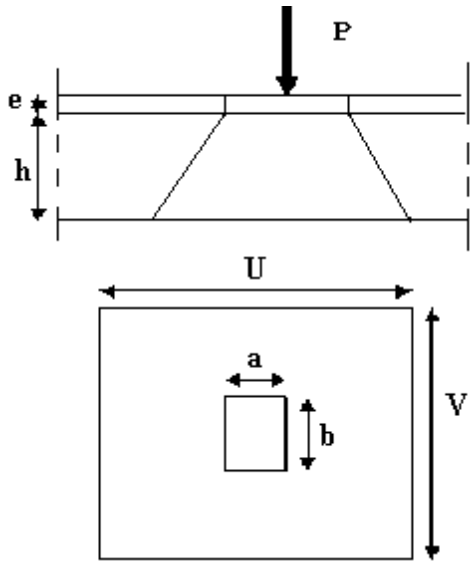
Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{Lx} = \dfrac{25}{190} = 0.13 \geq \dfrac{1}{35} + \dfrac{1}{27} = 0.065 \\ \dfrac{A_s}{bd} = \dfrac{3.14}{100 \times 22.5} = 1.39 \times 10^{-3} \leq \dfrac{2}{fe} = 5 \times 10^{-3} \\ \dfrac{h}{Lx} = 0.13 \geq \dfrac{M_t}{20 M_0} = 0.05 \end{cases} \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées.}$$

III.6.6.Vérification au poinçonnement :

Lorsqu'une charge concentrée importante peut être appliquée sur une dalle, la vérification au poinçonnement est indispensable; pour qu'il n'y ait pas risque de poinçonnement, il suffit de vérifier l'inégalité suivante :

$$\mathbf{P \le 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}$$



P: la charge concentrée.

H: hauteur de la dalle en béton armé.

$\mathbf{f_{c28}}$: contrainte du béton.

$\mathbf{U_c}$**:** périmètre pris à mi-hauteur de la dalle.

$U_C = 2(a+b) + 4h + 8e = 4h = 100cm$

On a : $q = 2kN/m^2$ (Surcharge d'exploitation)

$P_1 = 2.5 \times 1.9 \times 2.4 = 9.12\,kN$

P_2=448kN: est le chargement de la dalle donnée par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

D'où alors :

$\mathbf{P} = 475.12kN$ $\mathbf{kN} \le 1875$ kN

Donc, le risque de poinçonnement ne se pose pas.

III.7 : Etude des balcons :

III.7.1. Introduction :

L'hôtel étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcul comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

Un poids propre.

La surcharge d'exploitation.

Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

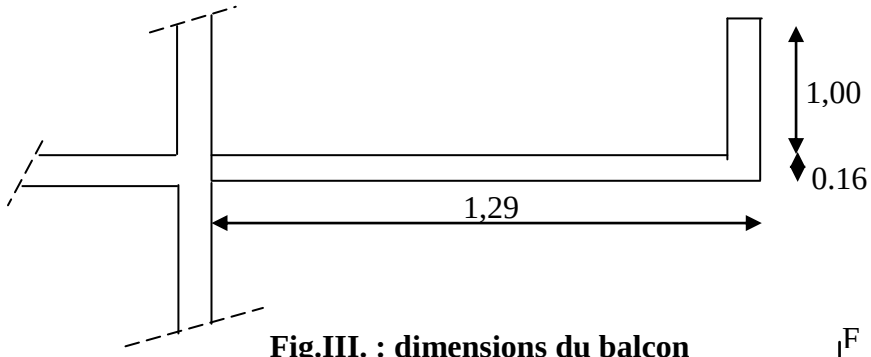


Fig.III. : dimensions du balcon

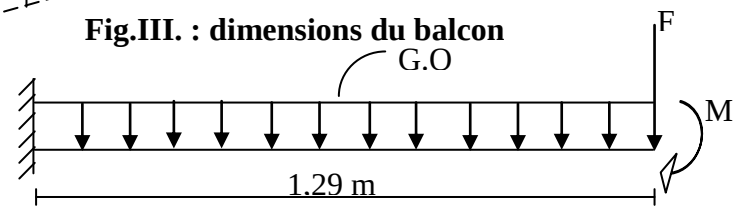


Fig.III. : Schéma statistique du balcon

III.7.2. Calcul des charges sollicitant le balcon :

a).Charge permanente :

- Carrelage (e=2cm) …… 0,44 kN/m^2
- Mortier de pose (e=2cm)…… … 0,4 kN/m^2
- Lit de sable (e=3cm)…… 0,54 kN/m^2
- Dalle pleine (e=16cm) …… 4,00 kN/m^2
- Enduit au ciment (e=2cm)……...… 0,36 kN/m^2

$\sum$ G=5,74 kN/m^2

Pour une bande de 1m :

G x 1m = 5,74 x 1= 5,74 kn/m

b).Charge d'exploitation :

Q = 3,5 kN/m, pour une bande de 1m.

c).Charge concentrée :

- Enduit au ciment (e=2cm): ……0,36 kN/m^2
- Maçonnerie (e=10cm) : ……...0,90 kN/m^2
- Enduit en plâtre intérieur(e=2cm) : ……..0,36 kN/m^2
- Brique creuse (e=15) : …… …… …1,35kN/m^2

F= 2,81 kN/m^2

Pour une bande de 1m, F = 2,81 kN/m

d). Moment du à la main courante :

M_{mc}= Q x L = 1x1x1= 1kN/m

❖ **. Combinaisons des charges :**

Tableau.III. :Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	13,13	9,34
F (kN)	3,79	2,81
M_{mc} (kN.m)	1,50	1,00

❖ **.Calcul des efforts internes :**

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant serons (déterminer) par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = -\left[Fx + \frac{qx^2}{2} + Mmc \right] \quad \text{..... (1)}$$

$$T(x) = -[F + qx] \text{.....(2)}$$

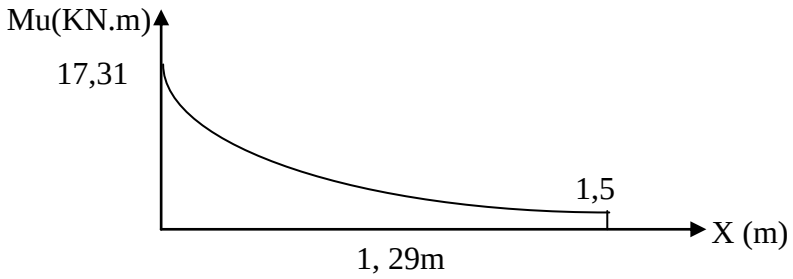


Fig.III. : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

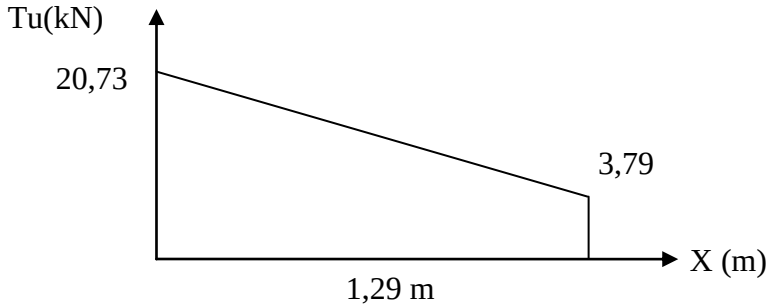


Fig.III. : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

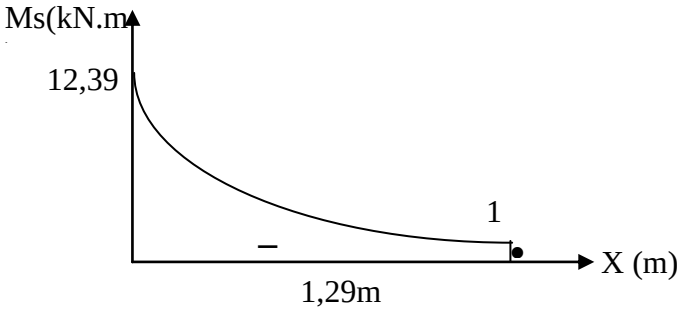


Fig.III. ***: diagramme du moment fléchissant à l'ELS***

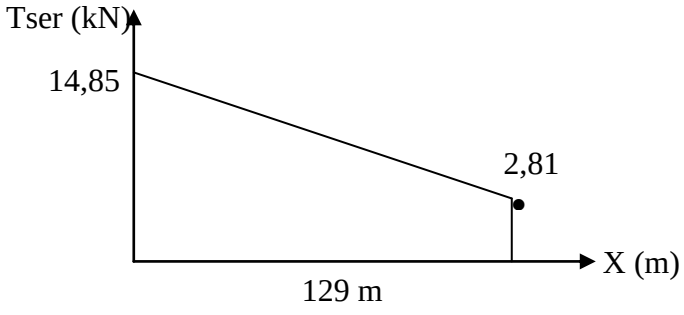


Fig.III. ***: diagramme de l'effort tranchant à l'ELS***

III.7.2. Calcul du ferraillage :

❖ **Armatures principales :**

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)= (100x16)cm^2

Les données : f_{c28}= 25 PMa, f_{t28}= 2,1 MPa, f_{bc}=14,2 MPa, d=14,2cm, fe= 400 MPa

Tableau.III. :Ferraillage du balcon

M_U (kN,m)	μ	μ<μ r	A'S (cm^2)	α	Z (cm)	As (cm^2)	Le choix	As (cm^2)	ESP (cm)
17,31	0,058	oui	0	0,074	13,97	3,56	5T10	3,93	25

St<min { (33et3h) pour une charge répartie ; (22 et 2h) pour une charge concentrée

St<min { 33 cm ; 22 cm } => St= 25cm …… Espacement vérifié

❖ **Armatures de répartition :**

As/4<At<As/2 => 0,98<At<1,960 cm^2

On adopte 3T8=AS=1,51 cm^2 , avec un espacement de 25 cm

❖ **Condition de non fragilité :**

A_{Smin} = 0,23 x bxd (ft_{28}/Fe) = 0,23 x100x14,4x(2,1/400)= 1,74cm^2

Alors: $AS^{adoptée}$ = 3,93 cm^2>1,74 ⟶ condition vérifier

❖ **Vérification a l'effort tranchant :**

$$T_u^{MAX} < \overline{T_u}$$

$$\tau_u^{MAX} = \frac{T_u^{(MAX)}}{b.d} = \frac{20,73.10^3}{1000.144} = 0,14MPa$$

$$\overline{\tau_U} = Min(0,15 fc28 / \delta b, 4MPa) = 2,5MPa$$

Alors : $\tau_u^{MAX} < \overline{\tau_u}$ → ok

❖ **Vérification vis-à-vis de L'ELS :**

Vérification des contraintes :

La fissuration est préjudiciable, il faut que :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I}.y \le \overline{\sigma_b} = 0,6F_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = \eta \frac{Mser}{I}(d-y) \le \overline{\sigma_s} = Min(2/3Fe; 150m) = 240MPa$$

Avec : $n = 15$; $\eta = 1,6(H.A)$

$$y : \frac{b}{2}y^2 + nAS'(y-c') - nAs(d-y) = 0$$

$$I : \frac{b}{3}y^3 + nAS'(y-c')^2 - nAS(d-y)^2$$

Tableau.III. :Vérification des contraintes

Mser (kN.m)	AS (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma_s}$
12,39	3,93	3,57	8430,82	5,25	Ok	238,7	ok

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

$$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,16 > 0,0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

$$\frac{As}{b.d} \ge \frac{2}{fe} \Leftrightarrow 0,003 \le 0,005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

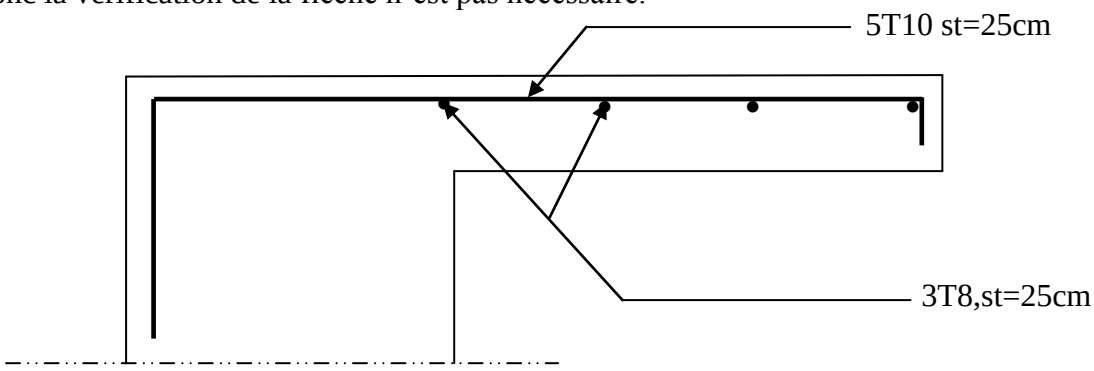
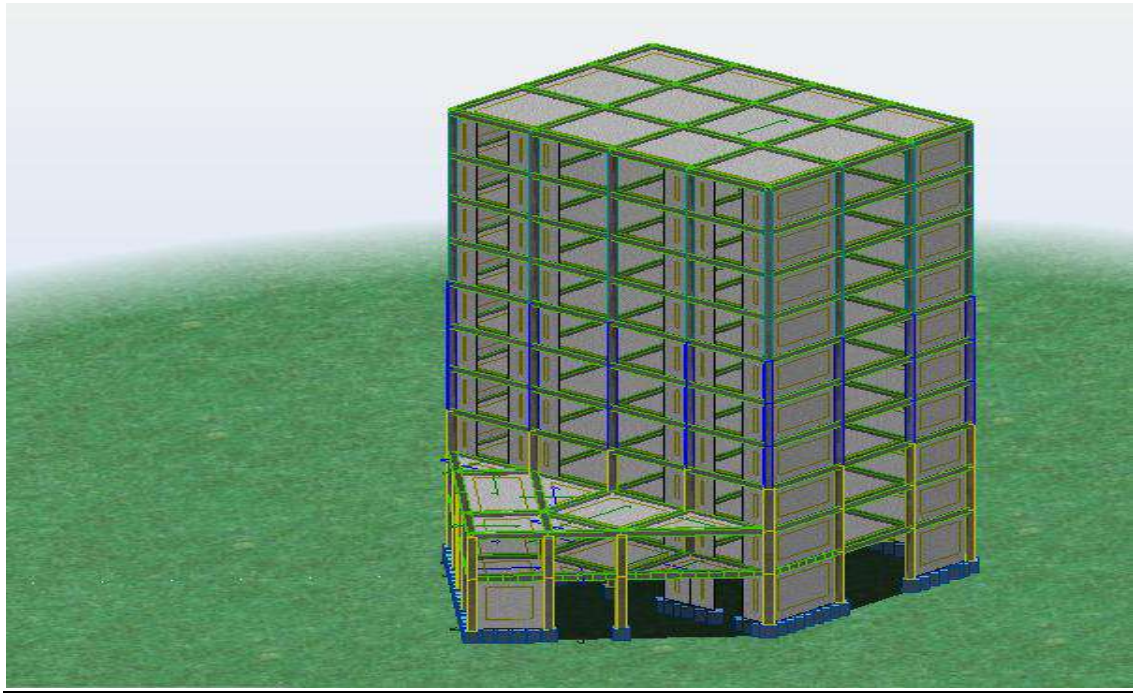
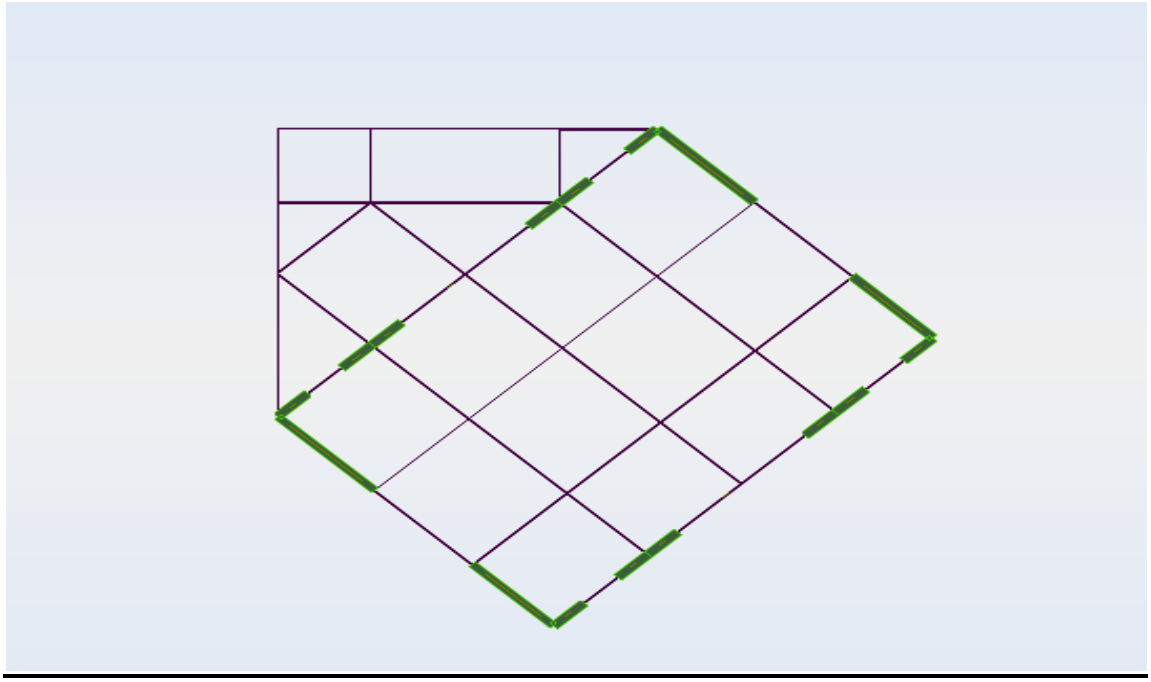


Fig.III. : Ferraillage du balcon

Chapitre IV

CALCUL DYNAMIQUE





IV.1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont:

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse:

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du.

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \quad ; \quad X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$$

Avec:

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

Tableau.IV. : Coordonnées du centre de masse de la structure

ETAGE	∑Wi (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi
RDC	2211,71	10,84	17,51	23967,64	38717,75
Etage1	1779,77	12,71	15,69	22625,68	27922,28
Etage 2	1704,13	12,71	15,70	21650,97	26761,66
Etage3	1705,79	12,73	15,70	21721,53	26779,71
Etage 4	1707,95	12,75	15,70	21776,53	26808,67
Etage 5	1644,95	12,79	15,71	21032,66	25847,59
Etage 6	1660,73	12,91	15,74	21433,38	26139,89
Etage 7	1636,49	12,91	15,64	21134,45	25592,58
Etage 8	1663,45	12,82	15,77	21325,26	26236,43
Total	15714,97			196668,108	250806,555

IV.2.2. Centre de torsion:

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec:

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Chaque poteau ou voile i est défini par :

- son centre de torsion T_i ;
- ses axes principaux d'inerties par rapport à son centre de gravité (X_{Gi} ; Y_{Gi}).
- ses moments d'inertie principaux : $I'_{xi} = \int y'^2 dS$ et $I'_{yi} = \int x'^2 dS$ par rapport au plan (x ; y).
- l'orientation α_i avec le repère général : α_i = angle de l'axe principal de l'inertie la plus grande avec l'axe y_i. (: α_i =-45°)

Il est rappelé que:

Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

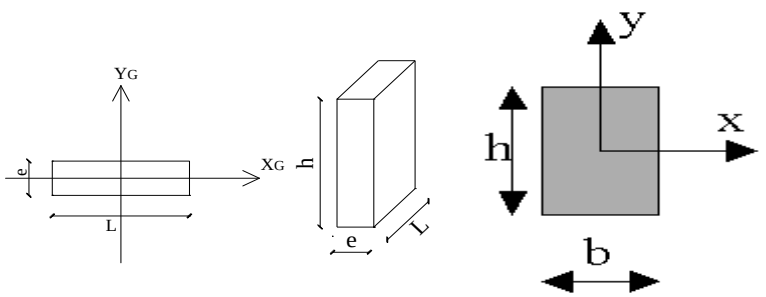


Fig.IV. : Dimension des voiles et poteaux

Tableau. IV. : Coordonnées du centre de torsion de la structure

	X_I(m)	Y_I(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	$\sum I_{Yi} * X_i$
RDC	2,78	3,33	12879320,98	11730980,38	42877835,41	32625029,53
Etage 1	3,27	3,96	9061649,38	8641946,51	35844260,29	28275584,79
Etage 2	3,06	3,54	8726300,08	8265819,62	30859687,60	25319032,08
Etage 3	3,24	3,95	8716499,31	8326965,85	34444118,67	27007681,04
Etage 4	3,15	3,82	8713817,80	8381188,13	33255414,25	26415828,75
Etage 5	3,01	3,50	8414870,77	8129703,74	29418388,21	24467969,35
Etage 6	3,10	3,75	8427044,17	8361500,89	31581190,73	25892223,66
Etage 7	2,94	3,29	8293057,46	8271505,74	27283329,74	24305819,62
Etage 8	2,88	3,12	8467805,37	8263728,88	26461045,00	23811108,39
total			81700365,32	78373339,74	292025269,9	238120277,2

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) :

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité, l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction :

L'excentricité statique est donnée par : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_Y = |Y_T - Y_G|$

Tableau.IV. : Calcule d'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_I	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_I	$E_{y\ Théo}$ (m)
RDC	10,84	10,20	0,64	17,51	17,33	0,18
Etage 1	12,71	11,83	0,88	15,69	1 5,96	0,67
Etage 2	12,71	11,82	0,89	15,70	15,54	0,16
Etage 3	12,73	11,82	0,91	15,70	15,95	0,25
Etage 4	12,75	11,82	0,93	15,70	15,82	0,12
Etage 5	12,79	11,82	0,97	15,71	15,50	0,21
Etage 6	12,91	11,82	1,09	15,74	15,75	0,01
Etage 7	12,91	11,82	1,09	15,64	15,29	0,35
Etage 8	12,82	11,82	1,00	15,77	15,12	0,65

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle: [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

$E_x = 0,05. L_x$

$E_y = 0,05. L_y$

$E_x = E_y = 1,30$ m

IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle: [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L,

Tableau.IV. : Calcule d'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$(cm)	$E_{y\ ACC}$ (cm)	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
RDC	0,64	1,30	1,94	0,18	1,30	1,48
1	0,88	1,30	2,18	0,67	1,30	1,97
2	0,89	1,30	2,19	0,16	1,30	1,46
3	0,91	1,30	2,21	0,25	1,30	1,55
4	0,93	1,30	2,23	0,12	1,30	1,42
5	0,97	1,30	2,27	0,21	1,30	1,51
6	1,09	1,30	2,39	0,01	1,30	1,31
7	1,09	1,30	2,39	0,35	1,30	1,65
8	1,00	1,30	2,30	0,65	1,30	1,95

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure, la hauteur dépassant les 30 m, donc selon le **RPA Art 4.1.2**, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

L'ouvrage en question sera implanté Hammam Melouane, zone II_b (moyenne sismicité) selon le RPA 99 VERSION 2003 qui limite l'utilisation des portiques autostable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide à trois niveaux ou 11m pour cette zone.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

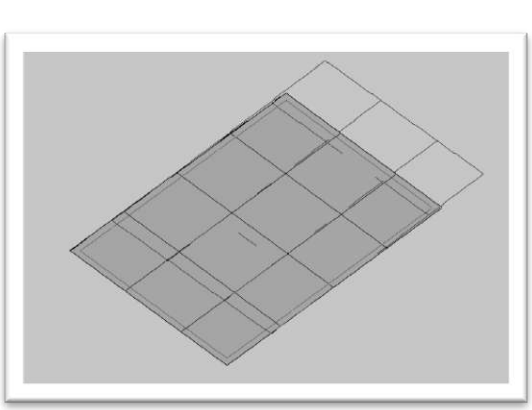
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

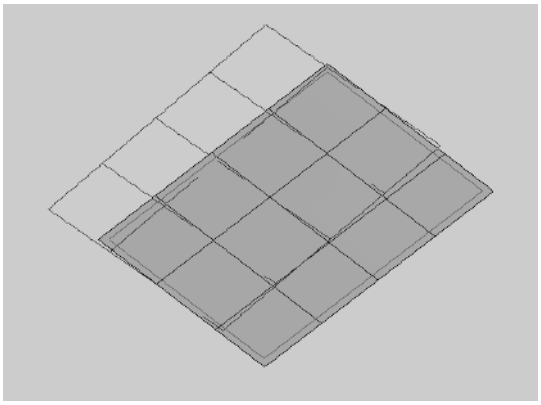
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement:

Mode 01

Mode 02





Mode 03

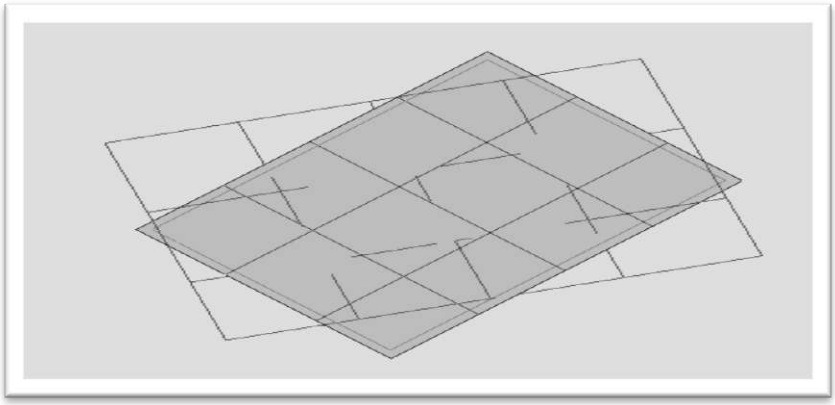


Fig.IV. : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc

Tableau.IV. : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant x-y	translation pure suivant x-y	rotation pure autour de z

IV.4.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau. IV. : Coefficient de participation massique

Mode	Frequence (Hz)	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
			Sens x	Sens y
01	1,50	0,67	34,56	35,68
02	1,77	0,57	67,4	67,39
03	2,72	0,37	67,41	67,53
04	5,19	0,19	74,52	74,57
05	7,83	0,13	84,85	84,94
06	10,81	0,09	88,08	88,08
07	11,03	0,09	88,08	88,12
08	17,29	0,06	91,57	92,24

Remarque : A partir du 8ème mode, on remarque que la participation massique converge vers les 90 % dans les deux sens.

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version2003Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*hN/\sqrt{D}$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

T=0,54s

Tableau. IV. : vérification des périodes

$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
0.54	0.65	0.70	Oui

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6] .

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

- **Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :(par la méthode statique équivalente)**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la

Formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que:

A : coefficient d'accélération de zone [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone IIb, groupe d'usage 2) = 0,15.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$\mathbf{T_2}$ = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η: facteur de correction d'amortissement: $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

D=1.81

R : coefficient de comportement global de la structure

R =4 portiques contreventés par des voiles [RPA : Tab.4.3]

Q : facteur de qualité [RPA : Tab.4.4.]

Q=1,3

W : poids total de la structure

W=16171,52 KN

Tableau. IV. : Calcul de la force sismique

A	D_x	R	Q	$\sum W_i$	V_x (kN)	V_y (kN)
0,15	1,81	4	1,30	16171,52	1791,52	1830,44

Tableau.IV. : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
1429,66	2561,26	1143,73	Oui

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec:

$\mathbf{F_{ix}}$, $\mathbf{F_{iy}}$: la force distribuée en hauteur suivant X et Y

$\mathbf{h_i}$: la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec:

$\mathbf{X_G}$, $\mathbf{Y_G}$ **:** les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

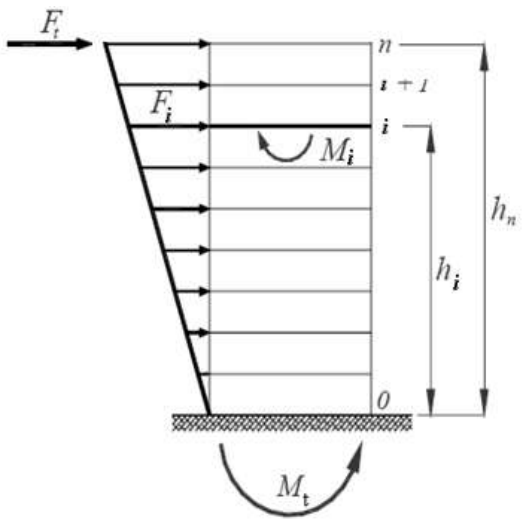


Fig.IV. : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:
T = 0,670 s → Ft = 0

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

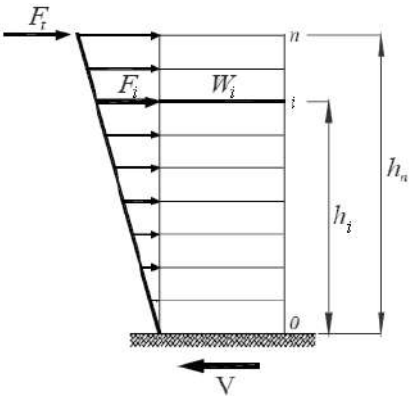


Fig.IV. : Distribution des forces sismiques

Tableau. IV. : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+30,60	1663,45	50901,66	0,198	354,80
+27.20	1636,49	44512,54	0,173	310,26
+23.80	1660,74	39525,51	0,154	275,50
+20.40	1644,95	33557,01	0,131	233,90
+17.00	1707,96	29035,26	0,113	202,38
+13.60	1705,79	23198,76	0,090	161,70
+10.20	1704,13	17382,17	0,068	121,16
+6.80	1779,77	11390,56	0,044	79,40
+3,40	2211,71	7519,82	0,029	52,42
SOMME		257023,29	1	1791,52

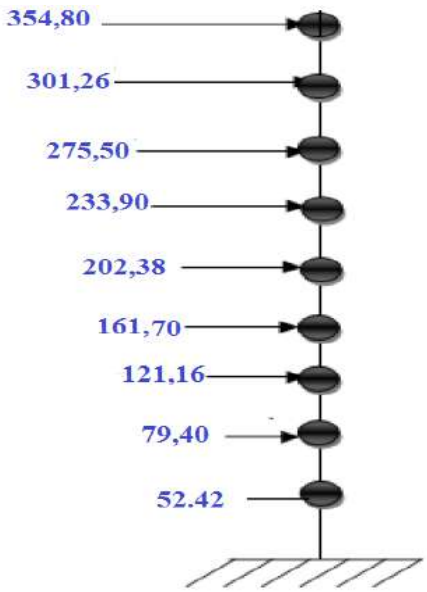


Fig.IV. : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Tableau. IV. : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	0,029	F_{iy} (kN)
+30,60	1663,45	50901,66	0,198	362,51
+27.20	1636,49	44512,54	0,173	317,00
+23.80	1660,74	39525,51	0,154	281,49
+20.40	1644,95	33557,01	0,131	238,98
+17.00	1707,96	29035,26	0,113	206,78
+13.60	1705,79	23198,76	0,090	165,21
+10.20	1704,13	17382,17	0,068	123,79
+6.80	1779,77	11390,56	0,044	81,12
+3,40	2211,71	7519,82	0,029	53,55
SOMME		257023,29	1	1830,44

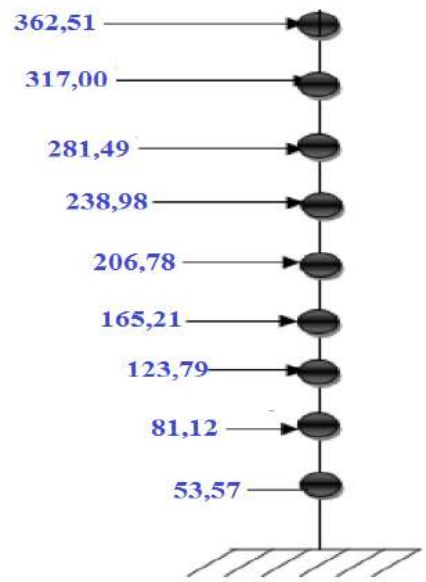


Fig.IV. : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.5.2. Moment de renversement:

Tableau. IV. : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+30,60	354,80	362,51	10856,82	11092,68
+27.20	310,26	317,00	8439,18	8622,52
+23.80	275,50	281,49	6556,98	6699,42
+20.40	233,90	238,98	4771,58	4875,24
+17.00	202,38	206,78	3440,52	3515,26
+13.60	161,70	165,21	2199,14	2246,92
+10.20	121,16	123,79	1235,82	1262,66
+6.80	79,40	81,12	508,13	519,17
+3,40	52,42	53,55	178,21	182,08
∑Mo			38186,38	39015,96

IV.4.5.3. Moment stabilisant:

Tableau.IV. : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	Mty (KN.m)
+30,60	1663,45	12,82	15,77	21325,43	26232,61
+27,20	1636,49	12,91	15,64	21127,09	25594,70
+23,80	1660,74	12,91	15,74	21440,15	26140,05
+20,40	1644,95	12,79	15,71	21038,91	25842,16
+17,00	1707,96	12,75	15,70	21776,49	26814,97
+13,60	1705,79	12,73	15,70	21714,71	26780,90
+10,20	1704,13	12,71	15,70	21659,49	26754,84
+6,80	1779,77	12,71	15,69	22620,88	27924,59
+3,40	2211,71	10,84	17,51	23974,94	38727,04
∑Mt				196678,08	250811,87

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$$

Tableau. IV. : Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
196678,08	250811,87	38186,38	39015,96	5,15	6,43	Oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.6. Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\boldsymbol{\delta_K} = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

$\boldsymbol{\delta_{ek}}$: Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau. IV. : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+30,60	1663,45	354,80	0	0,00	Oui
+27,20	3299,94	665,06	0	0,00	Oui
+23,80	4960,68	940,57	0	0,00	Oui
+20,40	6605,63	1174,47	0	0,00	Oui
+17,00	8313,59	1376,85	0	0,00	Oui
+13,60	10019,38	1538,55	0	0,00	Oui
+10,20	11723,51	1659,71	0	0,00	Oui
+6,80	13503,29	1739,10	0	0,00	Oui

+3,40	15715,00	1791,52	0,40	0,01	Oui

Tableau. IV. : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+30,60	1663,45	354,80	0	0,00	Oui
+27,20	3299,94	665,06	0	0,00	Oui
+23,80	4960,68	940,57	0	0,01	Oui
+20,40	6605,63	1174,47	0	0,00	Oui
+17,00	8313,59	1376,85	0	0,00	Oui
+13,60	10019,38	1538,55	0	0,00	Oui
+10,20	11723,51	1659,71	0	0,00	Oui
+6,80	13503,29	1739,10	0	0,01	Oui
+3,40	15715,00	1791,52	0,40	0,01	Oui

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ

IV.5. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta 1 + \delta 2)\ mm \geq 40mm \qquad (5\text{-}5 : RPA)$$

δ1et δ2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 (formule 4.19 : RPA) au niveau du sommet du bloc le moins élevé et incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement, celles dues à la rotation des fondations.

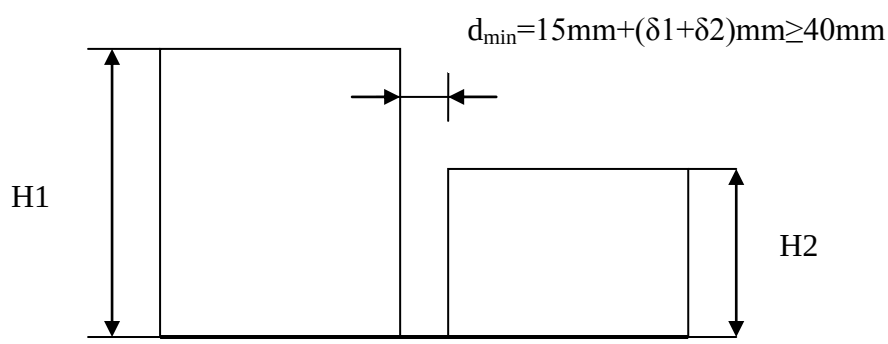


Fig.IV. : largeur minimum du joint sismique

d_{min}= 15mm+ (15.6+ 15,6) mm = 46.2 mm ≥40mm on choisit d_{min} = 50mm

Chapitre V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction:

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

E.L.U :1,35G +1,5Q

E.L.S G + Q

b. les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

G +Q ± E

0,8 G ± E

Avec:

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres:

V.2.1. Introduction:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V. : Les données de calcule

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 MPa	$\overline{\sigma_s}$ =348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	$\overline{\sigma_s}$ =400 MPa

V.2.2. Recommandation du R.P.A99 :

❖ **Armatures longitudinales:** [1] ►► [Art 7.5.2.1.] ◄◄

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui :

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb.

❖ **Armatures transversales:**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St ≤ h/2 en Zone courante.

St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Tableau V. : Ferraillage longitudinal des Poutres sens longitudinale

	Niveau	position	M (kN.m)	Sitution	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)	
Intermédiaire	Terrasse	Travée	115.69	DUR	10.60	10.65	3HA16+3HA14
		Appui	-199.23	DUR	18.10	18.85	6HA 20
	Etages	Travée	140,27	DUR	14.80	15.46	3HA 20+3HA 16
		Appui	-195,14	DUR	18.00	18.85	6HA 20
	RDC	Travée	111,85	DUR	10.63	10.65	3HA16+3HA14
		Appui	-200,11	DUR	18.20	18.85	6HA 20
RIVES	Terrasse	Travée	30.90	DUR	5.90	6.79	6HA12
		Appui	-108.94	ACC	6.60	6.79	6HA12
	Etages	Travée	45.35	DUR	5.6	6.79	6HA12
		Appui	-232.22	ACC	14.6	15.46	3HA20+3HA16
	S-Sol	Travée	24.55	DUR	5.90	6.79	6HA12
		Appui	-67.84	ACC	5.90	6.79	6HA12

Tableau V. : Ferraillage longitudinal des poutres sens transversales

Niveau	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)	
Terrasse	Appui	-120.88	ACC	0	7.5	8.04	4HA 16
étage	Appui	-187,25		0	11.9	12.57	4 HA 20
S-Sol	Appui	-45.27		0	5.9	6.16	4HA 14

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service:

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.
- $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa ; et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V. : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres sens longitudinales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	Situation	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Intermédiaire	TERRASSE	Travée	84.30	DUR	10.65	3	16.80	Oui
		Appui	-145		18.85			
	ETAGES	Travée	103,2	DUR	15.46	5.3	197.3	Oui
		Appui	-143,22		18.85			
	RDC	Travée	79.98	DUR	10.65	7.7	198.5	Oui
		Appui	-134.8		18.85			
Rive	TERRASSE	Travée	22.51	DUR	6.79	3.4	150.2	Oui
		Appui	-40.16		6.79			
	ETAGES	Travée	32.88	DUR	6.79	3.3	85	Oui
		Appui	-49.77		15.46			
	S-Sol	Travée	17.80	DUR	6.79	1.1	14	Oui
		Appui	-18.23		6.79			

Tableau V. : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres sens transversal

Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	Combination	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Appui	-55.23	DUR	8.04	5.4	172	Oui
étages	Appui	-88,35		12.57	7.5	187.7	Oui
S-Sol	Appui	-16.01		6.16	4.36	1	Oui

V.2.4. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants:

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau V. : Calcule de $\overline{\tau}_u$

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	Les fissurations est préjudiciable	Les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
Situation durable	$\overline{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 3.3 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 4.34 MPa

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & \text{Zone nodale} \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone courante} \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

Tableau V. : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	position	V_u(KN)	Combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	Appuis de rive	320.73	Accidentelle	2.64	4.34	Oui
Etage		266.82		2.20	4.34	Oui
RDC		399.80		3.29	4.34	Oui

V.2.5. Calcul des armatures transversales:

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S_t \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone nodale} \\ S_t = \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après le CBA

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\ 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Tableau V. Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S (ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30*45	3.29	12	2,01	11,25	22,50	1,01	7,00	15	2,01 4H A8

V.2.8. Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 3^{eme} \text{ condition}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \qquad \rho = \frac{A}{bd} \qquad \frac{4.2}{fe} \qquad \rho \leq \frac{4.2}{fe}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \qquad 0{,}0016 \qquad 0{,}0105 \qquad \text{Non}$$

Alors Il est nécessaire de calculer la flèche

Tableau V. : Évaluation de la flèche de la poutre sens longitudinales

M kN.m	A (cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
55 .33	8.04	25.86	12%	0.0066	192.53	0.49	3.17	1.26
I (cm^4) $\times 10^3$	I_{fi} $cm^4 \times 10^3$	I_{fv} $cm^4 \times 10^3$	L m	f_i mm	f_v mm	Δf mm	f_{ad} mm	$\Delta f < f_{adm}$
415,45	178.82	821.59	4.80	2.40	4.53	2.31	9.60	C.V

V.3. Ferraillage des poteaux:

V.3.1. Introduction:

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.2. Détermination des armatures longitudinales:

V.3.2.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA93 :**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre\ \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A}{B} \le 5\%\ \ \text{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : [1] ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄

Représentation de la zone nodale.

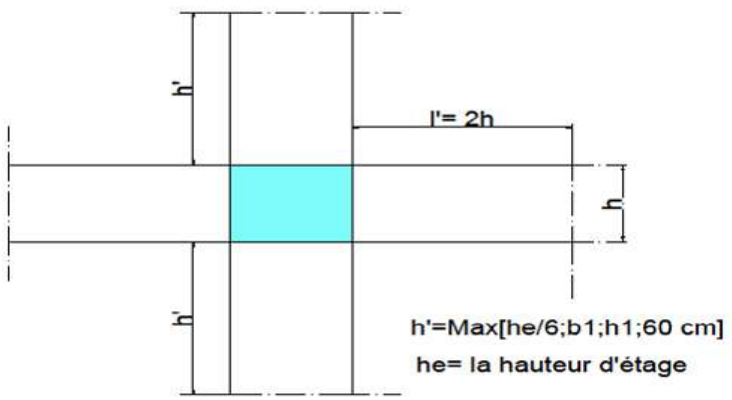


Fig V. : Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par:

$$0{,}9\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\% \ \text{: En zone courante.}$$

$$0{,}9\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\% \ \text{: En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.

Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- **1er cas : Influence du moment.**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouver avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

- **2eme cas : Influence de l'effort normal.**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

- **3eme cas : Effort normal minimum.**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.2.b. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

e_2 : Excentricités du 2 eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec:

$\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton

$\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{MG}{Mu}$

Lf : longueur de flambement.
h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

V.3.2.c. Détermination des armatures à l'ELU et accidentelle :

Tableau V. : Calcule le ferraillage des poteaux à l'état limite ultime et accidentel

	cas	N (kN)	Mu (kN)	Comb	Section	A (cm²)
40*40	N max	1149.34	19.36	DUR	SEC	16.00
	Mcor					
	N min	106.40	25.72	ACC	SPC	
	Mcor					
	M max	700.43	65.67	ACC	SPC	
	Ncor					
45*45	N max	2078.42	15.93	DUR	SEC	20.2
	Mcor					
	N min	146.92	3.29	DUR	SEC	
	Mcor					
	M max	1147.29	60.31	ACC	SPC	
	Ncor					
50*50	N max	2898.25	5.13	DUR	SEC	25
	Mcor					
	N min	1111.97	0.04	ACC	SPC	
	Mcor					
	M max	178.21	70.02	ACC	SEC	
	Ncor					

Tableau V. : ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	A(cm²)	A_{min}CBA (cm²)	A_{min}RPA (cm²)	$A_{x,y}$ Finale (cm²)
40x40	1.15	5.68	7.20	8HA16=16.08
45x45	20.20	8.13	16.2	4HA20+4HA16=20.61
50x50	25	2.5	20	8HA20=25.13

V.3.2.d.Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles **CBA**; concernant la flexion composée.

- La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\ MPa$
- La fissuration est considérée préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\ MPa ; 201.63\ MPa\right] = 201.63\ MPa$$

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15. \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k . y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k . (d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- ✓ Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- ✓ Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. : Vérification des armatures à ELS des poteaux

SECTION	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	Fissur	σ_b (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
40X40	35.32	87.06	16,08	préj	3.80	82	Oui	Oui
45X45	37.04	172.36	20.61	préj	2.50	12.8	Oui	Oui
50X50	31.40	75.85	18.73	préj	7.10	107	Oui	Oui

Préj: préjudiciable

Peu: peu nuisible

V.3.3. Détermination des armatures transversales :

V.3.3.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec:

- ✓ Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- ✓ b_0 : la largeur de poteau.
- ✓ d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- ✓ Selon le CBA93 :
- Armatures droites (α = 90°)
- Fissuration peu nuisible:

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

✓ Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d \, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.4.c. Vérifications des contraintes tangentielles:

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau V. :Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Comb	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
40X40	ACC	79.07	0.53	20.60	0,075	1,875	3.26	Oui
45X45		98.01	0.51	18.30	0,075	1,875	3.26	Oui
50*50		133.10	0.60	16.47	0,075	1,875	3.26	Oui

V.3.3.d. Calcul des armatures transversales:

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

✓ Equilibrer l'effort tranchant.

✓ Permettre le positionnement des armatures longitudinales.

✓ Empêcher le gonflement du béton.

✓ Empêcher le flambement des armatures.

❖ Selon le CBA93 :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

$\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

Et : $(A_t * f_et)/(b_0 * S_t) \geq "0.4\ MPa"$

- Selon le RPA99 version 2003 : [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

$A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone IIb.

Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2 , h/2 , $10\phi_l$) en zone IIb.

La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau V. : Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} RPA (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
40x40	79.07	201,06	8.50	2,5	16.20	courante	15cm	4HA8
						nodale	10 cm	4HA8
45x45	98.01	201,06	7.55	2,5	14.70	courante	14cm	4HA8
						nodale	10 cm	4HA8
50*50	133.10	201,06	6.80	2,5	12.02	courante	12cm	4HA8
						nodale	8 cm	4HA8

V.3.3.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau V. : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
40x40	courante	0.33	Oui
	nodale	0.50	Oui
45x45	courante	0.30	Oui
	nodale	0.44	Oui
50x50	courante	0.33	Oui
	nodale	0.50	Oui

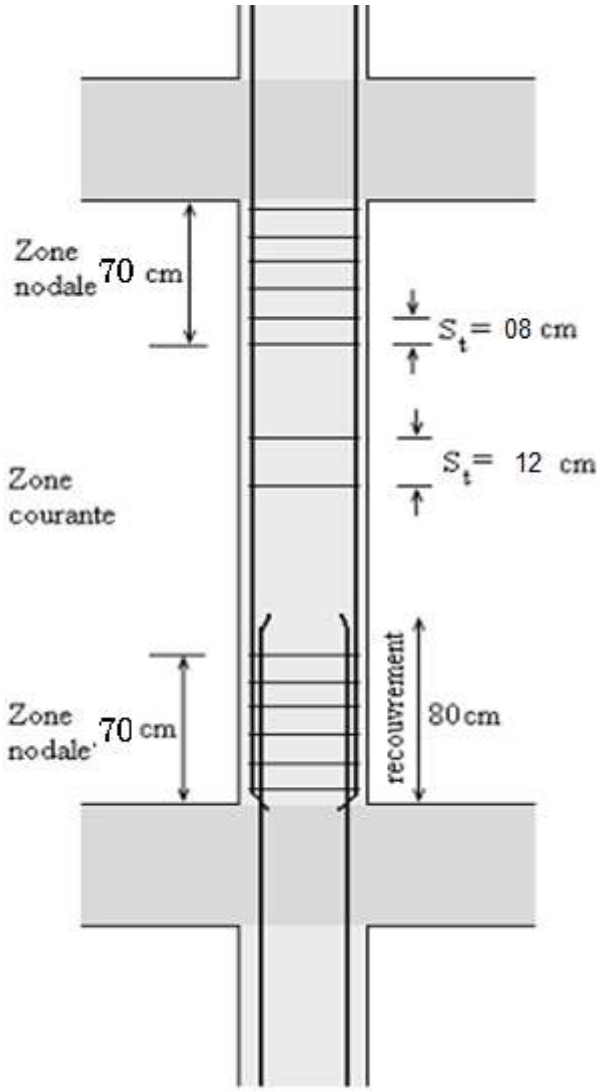


Fig V. : Disposition des armatures pour les poteaux

V.4. Ferraillage des voiles:

V.4.1. Introduction:

Le ferraillage des voiles s'effectuera à la situation accidentelle et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles dans notre structure sont des voiles pleins.

Ces voiles ont pour rôle de reprendre les efforts dus au séisme.

Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

Armatures verticales:

Sens longitudinale X : Voile 1 (L=5.45m; a= 20cm)

Tableau V. : Ferraillage verticale de voile

Niveau	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{glbale} (cm^2)
SOUS SOL	4.20	-1.70	ACC	SPC	1.69	367.21	8.86	17.72
RDC	4.12	-1.98	ACC	SPC	1.72	350.33	8.76	17.51
1er	3.93	-1.52	ACC	SPC	1.51	231.04	5.77	11.55
2iéme	3.07	-1.22	ACC	SPC	1.55	189.05	4.73	9.45
3iéme	2.96	-0.97	ACC	SPC	1.34	130.48	3.26	6.52
4iéme	2.84	-0.88	ACC	SPC	1.29	113.45	2.83	5.67
5iéme	2.76	-0.83	ACC	SPC	1.26	104.60	2.61	5.23
6iéme	2.69	-0.78	ACC	SPC	1.22	95.55	2.39	4.77
7iéme	2.65	-0.72	ACC	SPC	1.16	83.83	2.09	4.19
8ieme	2.12	-0.61	ACC	SPC	1.22	74.28	1.85	3.71

Niveau	L (m)	$A_{,min}$ RPA (cm^2)	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
Sous sol	5.45	16.35	21.80	2*(27HA10)=43.60
RDC				
1ier				
2eme				
3iéme	5.45	16.35	21.80	2*(27HA10)=43.60
4iéme				
5iéme				
6iéme				
7iéme				
8ieme				

Sens longitudinale : Voile 2 (L = 1.45 m; a= 20cm)

Tableau V. : Ferraillage verticale de voile

Niveau	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{global} (cm^2)
SOUS	0.76	-4.02	ACC	SPC	1.43	619.33	14.25	28.50
RDC	0.51	-3.51	ACC	SPC	1.48	521.00	13.024	26.048
1er	0.48	-3.32	ACC	SPC	1.48	492.71	12.31	24.63
2iéme	0.53	-3.57	ACC	SPC	1.49	527.70	13.20	26.40
3iéme	0.42	-2.98	ACC	SPC	1.49	444.20	11.10	22.20
4iéme	0.45	-2.72	ACC	SPC	1.45	396.75	9.91	19.83
5iéme	0.47	-3.10	ACC	SPC	1.48	457.62	11.44	22.88
6iéme	0.40	-2.81	ACC	SPC	1.49	418.17	10.45	20.90
7iéme	0.38	-2.93	ACC	SPC	1.50	440.92	11.02	22.04

Niveau	L (m)	$A_{,min}$ RPA (cm^2)	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
Sous sol	1.45	5.10	6.80	29HA12=32.80
RDC				
1ier				
2eme				
3iéme	1.45	5.10	6.80	

8iéme	0.43	-3.05	ACC	SPC	1.49	454.53	11.36	22.72

4iéme				29HA12=32.80
5iéme				
6iéme				
7iéme				
8ieme				

❖ **L'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 25{,}5\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

Sv = 15 cm En zone courante

Sv/2 = 08 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

Avec:

L : la largeur du voile

a : l'épaisseur du voile

❖ **Les armatures horizontales:**

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V}$ =1.4 x V_u

b_o : épaisseur du voile.

d : hauteur utile =0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux :

Avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\dfrac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

(Compression) $$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$$

(traction) $$K = 1 - 10.\frac{Nu}{B.fc_{28}}$$

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques. Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 VERSION2003.

Ainsi; on adoptera les sections minimales du RPA 99 VERSION2003; à savoir :

$A_h \geq 0.003.S_h.b_0 = 1.01cm^2$ (CBA 93).

$A_h \geq 0.4.S_h.b_0 / f_e = 0.6\ cm^2$.

Les résultats de calcul sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau V. : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins

Sens	L (m)	Vu (kN)	$\overline{V}$ (KN)	Sit	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	$\overline{\tau_b}CBA$ (MPa)	$\tau_b \leq [\tau_b]$
X	1.45	278.31	389.63	ACC	1.27	5	4.34	Oui
Y	5.45	1230.56	1722.78		1.76	5	4.34	

Tableau V. : Calcul les armatures horizontales el leurs espacements des voiles pleins.

Sens	L (m)	S_h (cm)		$S_{hchoisi}$ (cm)	ϕ_{max} (cm)	A_h (cm^2)	$A_{hchoisie}$ (cm^2)
		RPA	CBA		RPA		
X	1.45	25,5	40	20	1,7	1,02	17HA10
Y	5.45	25,5	40	20	1,7	1,02	17HA10

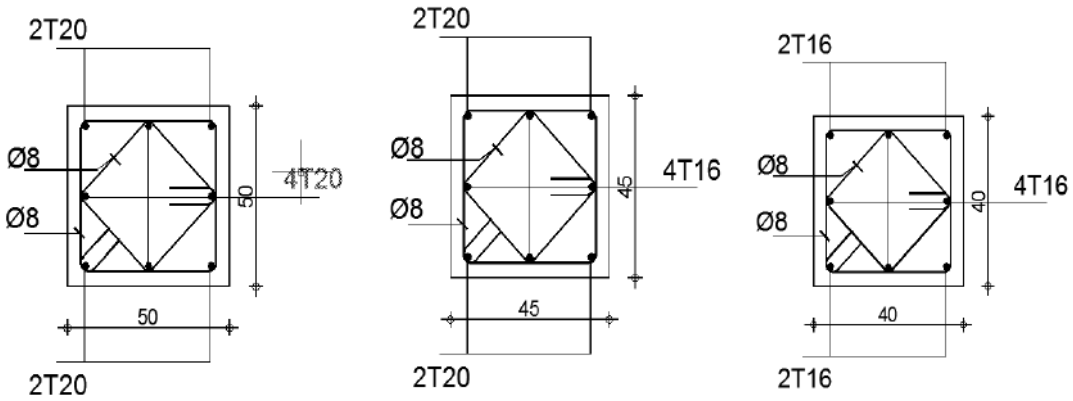
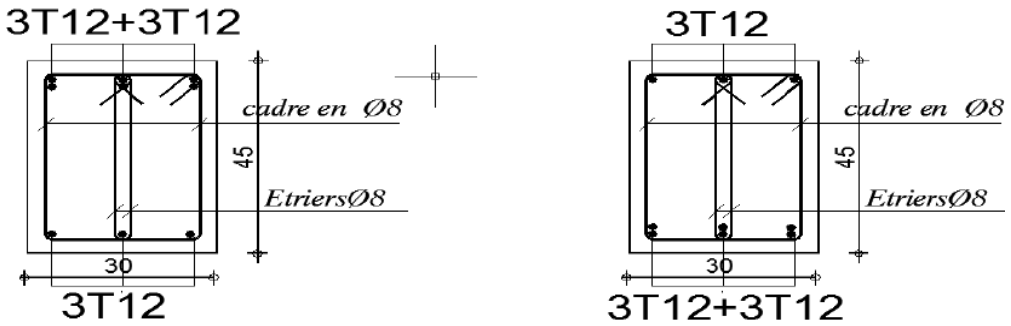
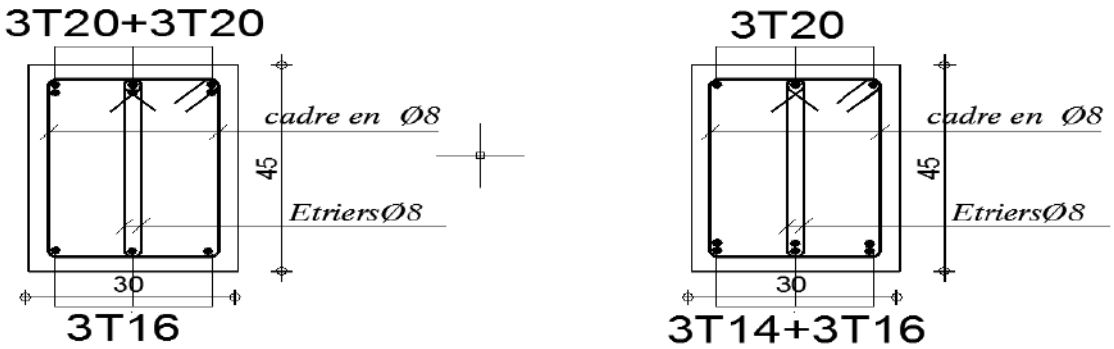


Tableau V. :Ferraillages des poteaux



Poutres de rives



Poutres intermédiaires

Fig V. : Ferraillages des poutres terrasse, RDC et sou sol sur appui et en travée

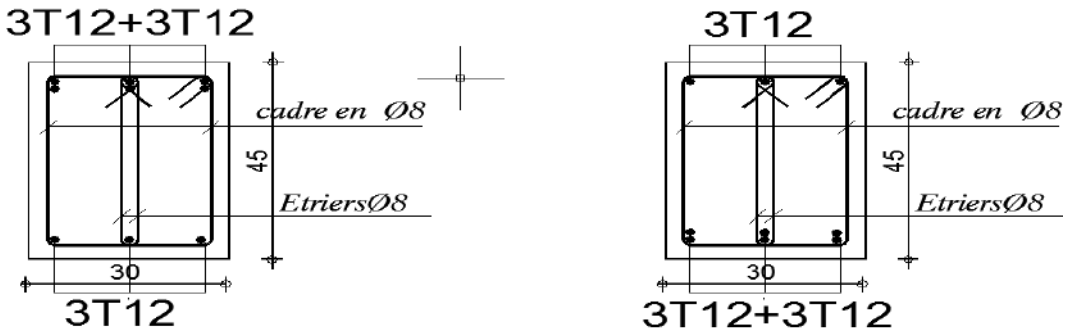


Fig V. : Ferraillages des poutres d'étages sur appui et en travée

Chapitre VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnent de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Type de la fondation :

Pour les fondations, on distingue :

- ✓ les fondations superficielles (radiers.)
- ✓ les fondations peu profondes (puits),
- ✓ les fondations profondes (pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol:

La reconnaissance de l'état des lieux de la structure est nécessaire pour connaitre les caractéristiques du sol (surtout les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain) et prévoir les fondations nécessaires a fin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et la stabilité de ces occupants.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à (σ_{sol} = 1.50 bars) avec un ancrage de 2m sous le niveau de l'entre sol (- 4.08m).

VI.4. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.

- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible= 1,5 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

Vérification du chevauchement entre les semelles :

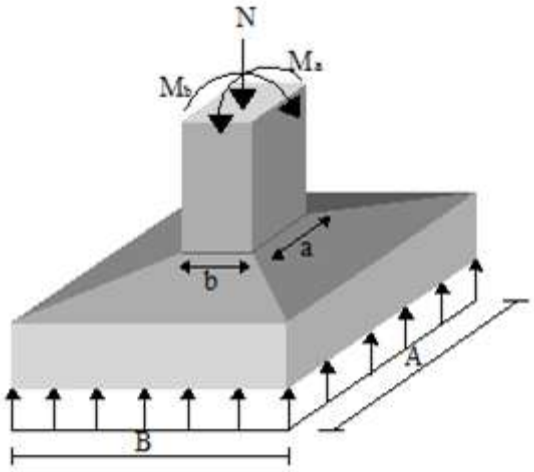
- Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{c_1 + c_2}{2} \times 1.5$

Avec : L : distance entre deux semelles.

C : largeur de la semelle.

a) <u>Dimensionnement des semelles isolées</u>

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport (a sur b) : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$



Pour le cas de notre bloc nous avons des poteaux carrés :

a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où

$A^2 \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$

Avec : σ_{sol} = 1,5 bar = 0,15 MPa

Le dimensionnement se fait à l'E.L.S

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.VI. Dimensionnement des semelles isolées

Semelles	N (kN)	A=B (m)	$A_{choisie}$ (m)	Semelles	N (kN)	A=B (m)	$A_{choisie}$ (m)
S_1	2152,81	3,8	3.8	S_{15}	1177,06	2,8	3.00
S_2	2082,23	3,7	3.8	S_{16}	1068,22	2,7	3.00
S_3	2138,56	3,8	3.8	S_{17}	81,63	0,7	1.50
S_4	567,41	1,9	2.10	S_{18}	168,39	1,1	1.50
S_5	1888,23	3,5	3.8	S_{19}	994,87	2,6	3.00
S_6	1951,29	3,6	3.8	S_{20}	548,31	1,9	2.10
S_7	1023,36	2,6	3.00	S_{21}	334,58	1,5	1.50
S_8	1940,15	3,6	3.8	S_{22}	1034,08	2,6	3.00
S_9	1321,71	3	3.00	S_{23}	653,88	2,1	2.10
S_{10}	1280,45	2,9	3.00	S_{24}	1035,21	2,6	3.00
S_{11}	1278,65	2,9	3.00	S_{25}	1140,16	2,8	3.00
S_{12}	177,44	1,1	1.50	S_{26}	54,6	0,6	1.50
S_{13}	60,33	0,6	1.50	S_{27}	172,06	1,1	1.50
S_{14}	661,71	2,1	2.10	S_{28}	2,17	0,1	1.00

Tableau.VI. :Vérification du chevauchement entre les semelles

Semelles	L(m)	$\frac{B_1 + B_2}{2} \times 1.5$	$L \geq \frac{B_1 + B_2}{2} \times 1.5$
S_1-S_2	5.25	5.70	C.N.V
S_2-S_3	5.30	5.70	C.N.V
S_6-S_7	5.25	5.70	C.N.V
S_{12}-S_{13}	3.70	2.25	C.V

D'après ces résultats, on remarque qu'il ya un chevauchement entre les semelles isolées.

b) <u>Dimensionnement des semelles filantes:</u>

❖ **<u>Semelles filante sous voiles :</u>**

Les semelles filantes sont dimensionnées à ELS sous l'effort N : $N_{ser} = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma_{Sol}}}$$

Avec :

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle.

$\overline{\sigma_{Sol}}$: Contrainte admissible du sol vaut 0,2 MPa

Tableau.VI. :Dimensionnement des semelles filantes sous mur

	L (m)	N(KN)	B(m)	$B_{adopté}$ (m)
F1	4.10	1461.52	1.78	1.80
F2	2.70	1335.26	2.47	2.50
F3	4.10	1572.49	1.91	2.00
F4	3.70	1735.77	2.34	2.40
F5	5.16	1543.65	1.49	1.50
F6	3.86	2196.10	2.84	2.90

❖ **Semelles filante sous poteaux :**

-Dimensionnement

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma_{Sol}}}$$

$\overline{\sigma_{Sol}}$: Contrainte admissible du sol vaut 0,2 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4}$

Hauteur totale: h = d + c

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

Tableau.VI. :Dimensions des semelles filantes sous poteaux

Semelles	N (kN)	M (kN.m)	L (m)	B (m)	$B_{adopté}$ (m)	b (m)	d (m)	h (m)
SF1	4168,03	14.18	22.35	1.30	1.30	0.50	0.225	0.25
SF2	7883,1	-12,55	22.35	2.46	2.50	0.50	0.495	0.55
SF3	8690,82	-2,85	22.35	2.71	2.80	0.50	0.57	0.63
SF4	5196,4	4.10	22.35	1.62	1.70	0.50	0.315	0.35

Tableau.VI. :Dimensions des semelles filantes sous voile (SF10 et SF11)

Semelles	N (kN)	M (kN.m)	L (m)	B (m)	$B_{adopté}$ (m)	b (m)	d (m)	h (m)
SF9	1732.54	1.12	5.50	1.48	1.50	0.20	0.325	0.40

VI.5. Ferraillages:

VI.5.1. Ferraillage des semelles isolées :

Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4}$

Hauteur totale: h = d + c

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

a,b : dimension du poteaux.

A,B : dimension de la semelle .

Tableau.VI. : Dimensions de la semelle isolée

Semelles	N (kN)	M (kN.m)	A (m)	B (m)	$B_{adopté}$ (m)	b (m)	d (m)	h (m)
S_{12}	72,44	4,82	1.25	1.25	1.50	0.50	0.25	0.3
S_{13}	60,33	6.43	0.60	0.60	1.50	0.50	0.25	0.3
S_{17}	81,63	4.55	0.95	0.95	1.50	0.50	0.25	0.3
S_{18}	168,39	3.86	0.95	0.95	1.50	0.50	0.25	0.3
S_{21}	334,58	1.54	1.50	1.50	1.50	0.50	0.25	0.3
S_{26}	54,6	5.32	0.63	1.50	1.50	0.50	0.25	0.3
S_{27}	172,06	4.48	1.10	1.50	1.50	0.50	0.25	0.3
S_{28}	2,17	0.21	0.1	1.50	1.50	0.50	0.25	0.3

La réaction du sol sera trapézoïdale si :

$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$

$e_0 = 0.1 \leq (\frac{B}{6} = 0.)$ (C.V)

$\sigma_1 = \frac{N}{A.B}\left(1 - \frac{6e_0}{B}\right)$

$\sigma_2 = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{6e_0}{B}\right)$

On appelle contrainte moyenne σ_m la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2 :

$\sigma_m = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right)$

Cette contrainte moyenne σ_m, doit rester toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible σ_s :

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N}{A.B}(1+\frac{3e_0}{B}) \leq \sigma_{sol}$$

Avec : σ_{sol}= 0.15 MPa = 150 kN/ m^2

A.N : σ_m = 83.15 kN/m^2 ≤ σ_{sol} = 150 kN/ m^2 (C.V)

⇒ La réaction du sol sera trapézoïdale.

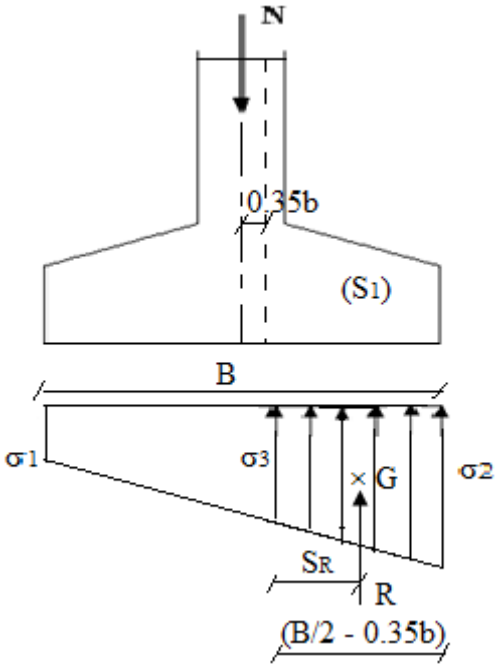
❖ **Ferraillage :**

Pour la détermination du ferraillage de la semelle, la méthode des bielles ne peut être appliquée que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte minimale σ_1 est inferieure au 2/3 de la contrainte moyenne σ_m.

$\sigma_2 - \sigma_1 \leq (2/3).\ \sigma_m \quad \Rightarrow \quad e_0 \leq B/18$

On a : ($e_0 = 0.1 > (B/18 = 0.05)$) (C.N.V)

Donc la méthode des bielles n'est pas applicable, on utilisera la *méthode des moments*.



Il s'agira de déterminer le moment de flexion M_1 auquel sera soumise la section (S1') située à la distance 0.35b de l'axe du poteau.

Pour cela, on aura besoin de déterminer d'abord :

σ_3 ; R et S_R

$$\sigma_3 = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{4{,}2.e.b}{B^2}\right)$$

$$R = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right).A$$

$$S_R = \frac{1}{3}.\left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)\left(\frac{\sigma_3+2\sigma_2}{(\sigma_3+\sigma_2)}\right)$$

D'où le moment M_1 :

$$M_1 = R \times S_R \text{ et } A = \frac{M_1}{\beta.d.\overline{\sigma_s}}$$

Avec : β à prendre entre 0.85 et 0.9

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. : Ferraillage de la semelle isolée type S12

N (kN)	M (kN.)	e_0 (m)	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	σ_3 (kN/m^2)	R (kN)	S_R (m)	M_1 (kN.m)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
88,22	6,25	0,071	28,1	50,32	41,8	33,82	0,3	10,02	13,55	12T12 Esp = 12 cm

VI.2.2. Ferraillage des semelles filantes :

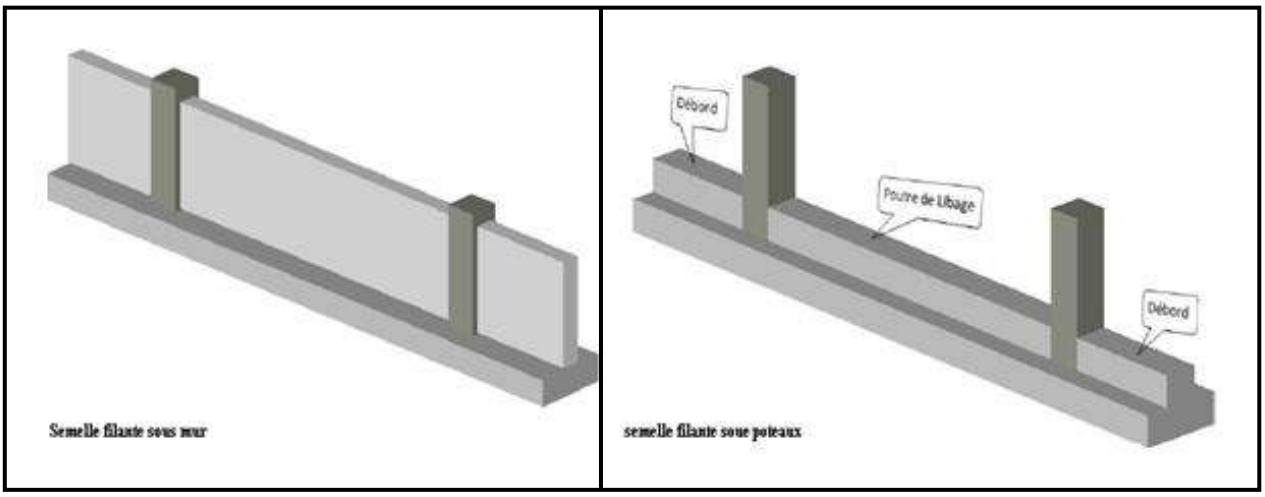


Fig.VI. : Semelle filante

❖ **Semelles filantes sous poteaux :**

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée. Pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments en destines : la semelle et la poutre de libage :

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.5.2.a. Ferraillage transversal des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage des semelles filantes (sous poteaux et sous voiles) est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'E.L.U et à l'E.L.S et on adopte par la suit le maximum des deux résultats. Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions Avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$A = N\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8.d.\sigma_s}$ et $Esp = \frac{B-2e-Ø}{n-1}$

Avec : $e_0 = M/N$

n : étant le nombre de barres

[σs] : 348MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] : 202 MPa à l'ELS

Tableau.VI. :Ferraillage des semelles filantes type SF1

	N_u (kN/ml)	N_{ser} (kN/ml)	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	A_u (cm^2)	A_{ser} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	5759,15	4168,03	19,65	14.18	0.12	0.20	7HA12/ml=7.53	15
SF2	10895,49	7883,1	-17,33	12,55	0.29	0.50	7HA12/ml=7.53	15
SF3	12012,03	8690,8	-3,94	2,85	0.33	0.57	7HA12/ml=7.53	15
SF4	7197,66	5196,4	5,43	4.10	0.0008	0.0008	7HA12/ml=7.53	15

❖ **Armatures de répartition :**

$A_{rep} = \frac{A \times B}{4}$ et $Esp = \frac{B-2e-Ø}{n-1}$

Avec :

A : section d'armatures principales en [cm^2]

B : la largeur de la semelle filante en [m]

Tableau.VI. : Armatures de répartition des semelles filantes type (SF1)

	A_{rep} (cm^2)	Esp (cm)
SF1	6T10=4.40	25

❖ **Vérification de la longueur de scellement :**

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement l_s à B :

$$ls = \frac{Ø}{4}.\frac{f_e}{\tau_s}$$

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

- l_s > B/4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes (crochets).
- B/8 ≤ l_s ≤ B/4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter de crochets (ancrage courbe ou rectiligne).
- ls ≤ B/8 :on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau.VI. :Longueur de scellement

Semelles	Ø (mm)	ls (cm)	B/4 (cm)	B/8 (cm)	Ancrage
SF1	12	42.86	37.5	18.75	Courbe
SF2	12	42.86	62.50	31.25	Rectiligne
SF3	12	42.86	70	35	Rectiligne
SF4	12	42.86	42.5	21.25	Courbe

Les barres des semelles SF01 et SF4 sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbes (crochets). Ainsi les barres des semelles SF2 et SF3 comportent des ancrages rectilignes.

V.5.2.b. Ferraillage longitudinale des poutres de libages pour les semelles filantes :

➢ **Dimensionnement :**

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion ; elle aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivante : $l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$

Avec : l_{max}=Max [l_i]

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Où : E : module d'élasticité du béton (E=10818.86 MPa)

b : largeur de la poutre prise égale à la largeur b du poteau

K : coefficient de raideur du sol (K=4 Kg/cm^{3}pour un sol moyen $\sigma_s \approx 0.2$ MPa)

I : moment d'inertie de la poutre de libage

$$\left(I = \frac{b.h_p^3}{12} \right)$$

h_p : la hauteur de la poutre de libage

$$\left(h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.l^4{}_{max}}{E}} \right)$$

Les poutres de libage (PLi) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1,SF2 , SF3, SF4, SF5, SF6, SF7, SF8 et SF9) respectivement.

Tableau.VI. :Dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	l_{max}(m)	h_p(m)	I(m^4)	$\frac{\pi}{2}.l_e$	$l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$
PL1	0.50	3.50	0.50	5×10^{-3}	28.77	C.V
PL2	0.50	3.50	0.50	5×10^{-3}	28.77	C.V
PL3	0.50	3.50	0.50	5×10^{-3}	28.77	C.V
PL4	0.50	3.50	0.50	5×10^{-3}	28.77	C.V

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec : ΣNi :la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

Donc la poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q.

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau.VI. : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣN_{iult}	ΣN_{iser}	L(m)	q_u	q_{ser}
PL1	5759,15	4168,03	22.35	257,68	186,49
PL2	10895,49	7883,1	22.35	487,49	352,71
PL3	12012,03	8690,8	22.35	537,45	388,85
PL4	7197,66	5196,4	22.35	322,04	232,50

Calcul des moments :

- **Aux appuis :**

À l'ELU:

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

À l'ELS :

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- **En travées :**

À l'ELU:

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS:

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau.VI. :Calcul des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL1	267.35	241.88	232.14	207.97
PL2	104.71	144.65	87.34	122.46
PL3	181.01	248.87	176.54	235.25
PL4	223.74	223.74	283.05	212.55

Calcul du ferraillage :

❖ **Armatures longitudinales :**

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \; A' = 0 \; \text{ et } \; A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau.VI. :Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A_s (cm²)	A_s'(cm²)	Choix
PL1	Travée	241.88	0.45	10.72	0.00	4HA16+4HA12=12.56
	Appuis	267.35	0.45	12.41	0.00	4HA16+4HA12=12.56
PL2	Travée	144.65	0.45	6.97	0.00	6HA14 = 9.24
	Appuis	104.71	0.45	6.23	0.00	6HA14 = 9.24
PL3	Travée	248.87	0.45	10.83	0.00	4HA16+4HA12=12.56
	Appuis	181.01	0.45	7.65	0.00	6HA14 = 9.24
PL4	Travée	223.74	0.45	10.12	0.00	4HA16+4HA12=12.56
	Appuis	223.74	0.54	14.21	0.00	8HA16 = 16.08

Vérification à l'E.L.S aux appuis et en travée:

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15MPa

Tableau.VI. :Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		M_{ser} (kN.m)	A_u (cm^2)	σ_b MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
PL1	Travée	207.97	12.56	3.45	C.V
	Appuis	232.14	12.56	6.23	C.V
PL2	Travée	122.46	9.24	7.22	C.V
	Appuis	87.34	9.24	5.78	C.V
PL3	Travée	235.25	12.56	4.09	C.V
	Appuis	176.54	9.24	8.16	C.V
PL4	Travée	212.55	12.56	3.73	C.V
	Appuis	283.05	12.56	7.37	C.V

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

Armatures transversales :

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

On doit vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \Rightarrow$ Où :

$$\overline{\tau_u} = 2.5MPa$$

Tableau.VI. : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u (MPa)	$_u$ (MPa)τ	$_u$] (MPa)τ[	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	450,94	1,90	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL2	590.49	2,49	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL3	585.12	2.47	2.50	8HA10=6.28	10	15
PL4	563,57	2,37	2.50	8HA10=6.28	10	15

VI.6. Etude du voile périphérique :

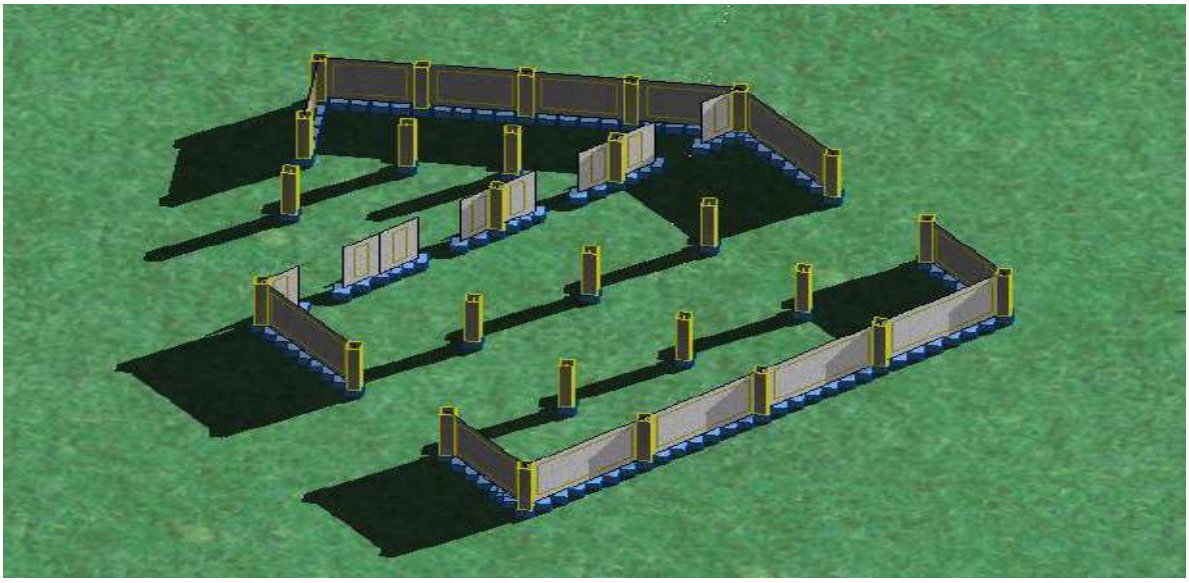


Fig.VI. : Voile périphérique

Les voiles périphériques son des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée desterres.

Le mur voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 4.08 m et une épaisseur de20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des Terres.

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- ✓ encastrement de la base de la structure.
- ✓ mur de soutènement.

D'après RPA99V2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal etvertical.
- Un recouvrement de 50Ø pour les renforcements des angles.

$\rho = \frac{L_x}{L_Y} = 0.81 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

Calcul de la poussée des terres:

γ_d= 1800 kN/m3 (poids volumique de la terre)

H = 4.08 m

λ= l'inclinaison du mur =0

β= l'inclinaison de la terre =0

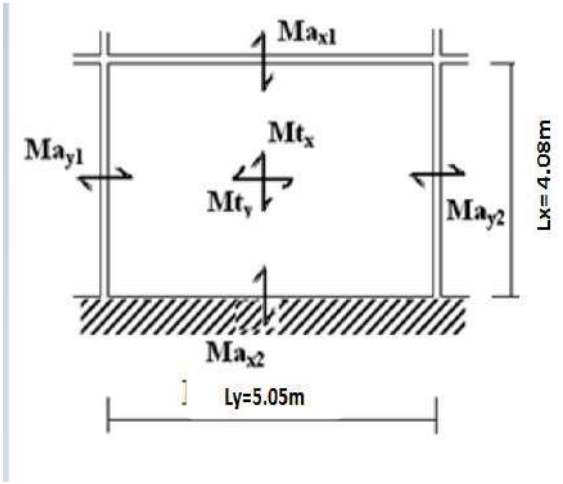
φ= angle de frottement =21°

$$P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2$$

$$K_p = \frac{1 - sin\varphi}{1 + \cos\varphi} = 0.33 \rightarrow P = 54.93 kN/ml$$

q_u=1.35P=94.15kN /ml ; q_{ser}=P=54.93kN /ml

$\rho = 0.81 \rightarrow$ *paneaux travaille suivant deux directions*



Calcul des moment :

- **ELU :**

M_x=0.0550×94.15×4.08²=86.19kN.m

M_Y=0.6135×86.19= 52.88kN.m

En travee:

$M_{tX}=0.85M_X=75.96$ kN.m

$M_{tY}=0.85M_Y=44.94$ kN.m

Au appuis:

$M_{Ax1}= M_{Ax2}=-0.3M_X$=- 20.55kN.m

$M_{Ay1}= M_{Ay2}=-0.5M_X=-34.09$ kN.m

- **ELS:**

M_x=0.0617×54.93×4.08²=56.42kN.m

M_Y=0.7246×54.93= 39.90kN.m

En travee:

$M_{tx}= 0.85M_X$= 47.95kN.m

$M_{ty1}= 0.85M_Y$= 33.91kN.m

Au appuis:

$M_{Ax1}= M_{Ax2}=-0.3M_X$=- 16,93kN.m

$M_{Ay1}= M_{Ay2}=-0.5M_X$=- 28,21kN.m

Calcul de ferraillage :

Fig.VI. : Calcul de ferraillage à l'ELU de mur de soutènement

		M (kN.m)	A (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi
Travée	Sens X	32,11	13,35	2	10HA14
	Sens Y	19,04	7,57	2	10HA14
Appui	Sens X	8,69	3,35	2	6HA14
	Sens Y	14,42	5,6	2	6HA14

Vérification des contraintes à l'ELS :

Fig.VI. : Vérification des contraintes à l'ELS

		A (cm2)	Mser (kN.m)	σ_b	σ_s	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	Sens X	15 ,39	47,95	9,76	179,64	C.V	
	Sens Y	15 ,39	33,91	6.16	113,70		
Appui	Sens X	9,23	16,93	5.98	98.76		
	Sens Y	9,23	28,11	6.30	156.23		

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon X : $T_x = \frac{q_u . l_x . l_y}{2l_y + l_x}$

Selon Y : $T_y = \frac{q_u . l_x . l_y}{3l_y}$

q_u=94.15 kN/ml⇒ T_{max}=136.80kN

Et on vérifie :

$$\frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{136.80 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0{,}67MPa \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_B} = 1.16\text{MPa}$$

Donc : on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.7. Les longrines :

VI.7.1.Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VI.7.2. Prédimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 40 cm : sites de catégorie S3

VI.7.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20kN$$

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

(Dans notre cas : site S3 et zone sismique III α = 10)

$$F_u = \frac{N_U}{\alpha} = \frac{2078.42}{12} = 172.70kN \qquad ; F_{ser} = 172.36kN$$

VI.7.4. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

à l'ELU :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s} = 6cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e} \quad A \geq \frac{(30\times40)\times2,1}{400} \Rightarrow A \geq 6,3\ cm^2$$

Alors on adopte : A=2 × 3HA14=9,23 cm2

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{172.48 \times 10^3}{923} = 157Mpa \leq \bar{\sigma} = 202\ Mpa \qquad C.V$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B: [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

$$A_{min} = \frac{0{,}6b.h}{100} = 7{,}2\ cm^2$$

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par [1]: .. [Art 10.1.1.b] ..qui doit être inférieur au
Min (20 cm $15\varphi_1$).

Section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4{,}66\ mm$$

On adopte :

φ_t = 8mm

APt = 4Ø8 = 201 mm²

- ***Espacement :***

St≤min[20 cm;$15\varphi_1$]=min[20cm;21]

On adopte : S_t = 15 cm

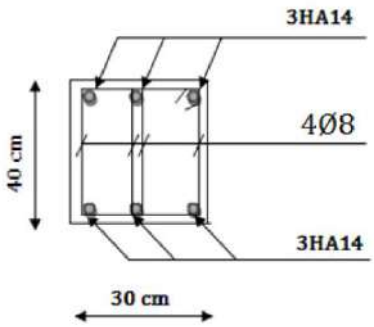


Fig.VI. : Ferraillage des longrines

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet, m'a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure.

Après la réalisation des chapitres qui constituent mon mémoire de projet de fin d'études, et à la lumière des résultats on peut conclure que :

- L'étude génie civil est essentielle pour tout bâtiment.

- Le but de ce travail nous a permis de mettre en pratique et d'enrichir nos connaissances requis durant mes études.

Le travail que j'ai présenté est le couronnement de cinq années d'étude, il m'a permis d'acquérir des connaissances sur l'utilisation du logiciel

ROBOT V 23.

Références Bibliographiques

Bibliographie

Documents réglementaires :

- *[1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).*
- *[2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).*
- *[3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.*

Manuels techniques :

- *[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.*
- *[5] : Formulaire du béton armé. VICTOR DAVIDOVICI.*
- *[6] : Technologie du bâtiment – gros œuvre « les éléments porteurs horizontaux ».*
- *[7] : Cours du béton armé. M .BOUKANDAKDJI.O.*
- *[8] **:** Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».*

Logiciels :

- *ROBOT version 23.0*
- *ROBOT EXPERT 2010*
- *AUTO CAD 2010*