



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Présenté par :

M^{lle} : ZERROUKI NACERA

Sujet du mémoire

***Etude d'un centre commercial (R+6+deux sous sol) implanté
dans zone Chlef***

Soutenu juin 2017

Président :	Bouderba B
Encadreur :	Ait yahia S.
Examineur :	Ait Ameer Meziane
Examineur :	Mimouni L.
Examineur :	Khiloun M.

Promo: 2016/2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à mon encadreur **M^{me}. AIT YAHIA.S**, pour les orientations et les conseils qu'il a su me prodiguer durant l'évolution de mon projet.

Je voudrais aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à ma formation et remercie spécialement **Mr BOUDHARBA.B** et **M^{me} KHAROUBLI** qui m'a beaucoup aidés

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mes profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Mes remerciements aussi les spécialistes du CTC (TIARET) qui mon donnés beaucoup de conseils utiles;

Et enfin mes remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude



Dédicace

Je dédie humblement ce modeste travail à :

** A mes très chères parents en témoignage de leur amour, affectation et surtout de leur soutien durant toute ma vie scolaire que je leur souhaite une longue vie ;*

A ma grande mère

A mes frères et mes sœurs

A toute ma famille

A toute mes copines

** A tout ceux qui mon aidé de près ou de loin*



ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابقين تحت الأرض طابق أرضي و ستة طوابق. و الواقعة في ولاية شلف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية للمعايير المقاومة **RPA99/version2003** رقم- ١١١- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للزلازل الجزائرية
أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها
(CBA93);(BAEL91)

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+6+2S/Sol) contreventée par voiles.

La structure est implantée à CHLEF, zone de sismicité élevée (zone III). L'étude est conformée aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

SUMMARY

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R+6+2S/Sol) with shear walls.

The structure is located in CHLEF which is characterized by a high seismic activity (zone III). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Sommaire

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction générale.....	1
I.1-Présentation de l'ouvrage	1
I.2-Conception de l'ouvrage	2
I.3- Caractéristique des matériaux	4

Chapitre II :Prédimensionnement et descente de charge

II.1- Pré-dimensionnement des différents éléments.....	11
II.2- Evaluation des charges et des surcharges.....	13
II.3-Tableau récapitulatif	22

Chapitre III : Calcul des éléments structuraux et non structuraux

III.1-Introduction	23
III.2-Méthode de calcul des poutrelles	24
III.3-Calcul des poutrelles	25
III.4 - Calcul des Plancher R.D.C/ étages courants.....	26
III.5 -Vérification de l'effort tranchant	36
III.6- Vérification des contraintes à l'E.L.S	37
III.7 -Vérification de la flèche	38
III.8- L'ancrage des armatures au niveau des appuis	38
III.9-Etude de la dalle pleine.....	39
III.10-L'acrotère	45
III.11-Les escaliers	49
III.12-La cage d'ascenseur.....	63

Chapitre IV: Etude sismique

IV.1-Introduction.....	75
IV.2-Calcul sismique.....	75
IV.3-Méthode d'analyse modale spectrale.....	76
IV.4-Vérification des forces sismiques	79

Chapitre V: Ferrailage des portiques

V.1 –Introduction.....	84
V.2- Les combinaisons de calcul	84
V.3-Ferrailage des poutres	84
V.4-Les vérifications	88
V.5-Vérification de l'effort tranchant.....	89
V.6-Calcul les armatures transversales :.....	90
V.7-Vérification de la flèche	90
V.8-Ferrailage des poteaux	92
V.9-Les vérifications	97
V.10-Ferrailage des voiles.....	99

Chapitre VI: Etude de l'infrastructures

VI.1-Calcul du voile périphérique :.....	105
VI.2-Calcul des fondations :.....	109
Conclusion générale.....	119

Liste des figures

Liste des figures

Fig. I. 1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	5
Fig. I. 2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	6
Fig. I. 3 : Evolution du module de Young différée en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	7
Fig I. 4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU à	8
Fig I.5 : Diagramme du béton a' l'ELS.....	8
Fig I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	9
Fig. II.1 : Acrotère.....	16
Fig. II.2 : Surface afférente du poteau.....	19
Fig. III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux	23
Fig. III.2 : Diagramme des moments fléchissant (plancher RDC/E.C).....	27
Fig. III.3 : Diagramme des efforts tranchants (plancher RDC/E.C).....	28
Fig. III.4 : section de calcul de la poutrelle	30
Fig. III.5 : Diagramme des moments fléchissant (plancher terrasse).....	34
Fig. III.6 : Diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse).....	34
Fig. III.7 : Dessin Ferrailage de la poutrelle.....	39
Fig III. 8 : Panneau le plus sollicité de la dalle pleine.....	39
Fig III. 9 : Dessin ferrailage du panneau de la dalle pleine.....	45
Fig III. 10 : Acrotère.....	45
Fig III. 11 : Ferrailage de l'acrotère	48
Fig III. 12 : Coupe d'escalier d'un escalier	49
Fig III. 13 : Schématisation d'un escalier à trois volées.....	49
Fig III. 14 : Schéma statique de la première volée.....	51
Fig III. 15 : Schéma statique de la deuxième volée.....	56
Fig III. 16 : Schéma statique de la troisième volée	58
Fig III. 17 : Dimensionnement de l'ascenseur	64
Fig III. 18 : Schéma Expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	66
Fig III. 19 : Dessin montrant la concentration des charges	67
Fig III. 20 : Moment de la dalle.....	68
Fig III. 21 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	74
Fig V.1 : Dessin de Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires	91
Fig V. 2 : Zone nodale.....	99
Fig V. 3 : Dessin de ferrailage des sections des poteaux	99
Fig V.4 : Le comportement d'un voile	100
Fig V. 5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	104

Fig V. 6 : Disposition du ferrailage du voile.....	104
Fig VI.1 : Schéma d'un voile périphérique	106
Fig VI.2 : Shéma du panneau le plus favorable.....	113
Fig VI. 3 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture(sens x)	115
Fig VI. 4 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture(sens y)	116

Liste Des Tableaux :

Liste Des Tableaux :

Tableau I. 1: Caractéristiques géométrique de la structure	2
Tableau I. 2: Valeur limite de la contrainte limite d'élasticité de l'acier.....	9
Tableau II. 1 : Descente des charges du plancher terrasse.....	13
Tableau II. 2 : Descente des charges des étages courants en corps creux.....	14
Tableau II. 3 : Descente des charges du plancher courant en dalle pleine.....	15
Tableau II. 4 : Descente des charges du mur extérieure	15
Tableau II. 5 : Descente des Charges du mur intérieure.....	15
Tableau II. 6 : Les charges d'exploitation.....	16
Tableau II. 7 : Dégression des charges d'exploitation	18
Tableau II. 8 : choix des sections des poteaux	21
Tableau II. 9: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	22
Tableau III.1 : Résultats obtenus R.D.C /étages courants.....	29
Tableau III.2 : Résultats obtenus (plancher terrasse).....	35
Tableau III. 3 : Evaluation des charges et surcharges du volée.....	52
Tableau III. 4 : Evaluation des charges et surcharges du palier.....	52
Tableau III. 5 : Poids mort de l'ascenseur :	64
Tableau III. 6 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	67
Tableau III. 7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	71
Tableau IV. 1 : Facteur de qualité	78
Tableau IV. 2 : Poids de la structure	79
Tableau IV.3 : Valeurs de la force sismique totale.....	79
Tableau IV.4 : Facteur de participation massique	80
Tableau IV.5 : Les déplacements latéraux inter-étage.....	80
Tableau IV.6 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage	81
Tableau IV.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	82
Tableau IV.8 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens y)	82
Tableau IV.9 : L'excentricité accidentelle	83

TableauV.1-: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale).....	86
TableauV.2 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)	87
TableauV.3 : Ferrailage des différents niveaux(poutre de rive sens secondaire).....	87
Tableau V.4: Ferrailage des différents niveaux(poutre inter sens secondaire)	88
Tableau V.5: Les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)	92
Tableau V.6:Fes sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre	93
Tableau V.7:Fes sollicitations défavorables du 2 ^{eme} genre.....	93
Tableau V.8: Falcul de ferrailage des poteaux de rive (p1)	96
Tableau V.9: Récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux centraux (p2).....	97

Notations

- A : coefficient d'accélération de zone.
 A_l : section d'armature longitudinale.
 A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements.
 A_r : section d'armature de répartition.
 A_t : section d'armature transversale.
 A_s : section d'armatures tendue.
 A_s' : section d'armature comprimée.
 Br : section réduite du béton.
 C_p : facteur de force horizontale.
 C_s : coefficient de sécurité.
 D : coefficient d'amplification dynamique.
 E : module de déformation longitudinale.
 E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée.
 E_{iv} : module de déformation longitudinale différée.
 G : action permanente .
 H : hauteur .
 I : moment d'inertie.
 J : action permanente avant mise en place des cloisons.
 L : longueur.
 Le : longueur en élévation.
 Ln : entre axe des nervures.
 M : moment fléchissant.
 M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons.
 M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service.
 M_t : moment fléchissant de travée.
 M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.
 M_2 : coefficient de Pigeaud M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_3 : moment suivant le sens 3-3.
 N : effort normal.
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales.
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires.
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service.
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance.
 P : poids propre ; périmètre.
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.
 S : surface.
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x.
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y.
 U_c : périmètre du contour.
 V : action sismique ; effort horizontal.

W : poids total de la structure.
a : longueur ; distance ; dimension.
b : largeur.
b₀ : largeur de la nervure.
b₁ : largeur de poteau.
c : enrobage.
d : hauteur utile.
e : excentricité ; espacement.
f : flèche.
f_{bc} : contrainte caractéristique du béton à la compression.
f_e : limite élastique d'acier.
f_{ij} : contrainte caractéristique du béton à la traction.
g : giron de la marche.
h : hauteur.
h_e : hauteur libre.
h' : hauteur de la zone nodale.
j : nombre des jours.
l : longueur ; distance.
l_f : longueur de flambement.
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle.
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle.
l' : longueur de la zone nodale.
l₀ : longueur libre.
q_{eq} : charge linéaire équivalente.
q : charge linéaire.
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service.
q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.
t : période.
x : abscisse.
y : ordonnée.
α : Angle, coefficient sans dimension.
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments.
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération.
ε : Coefficient de réponse.
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.
λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions.
μ : Moment réduit.
ν : Coefficient de poisson.
σ : contrainte de béton ou d'acier.
τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
ψ : Coefficient de pondération.
ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement.
φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

Introduction général :

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à cette activité.

Cependant, si le métier peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour la quelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tel que : les explosions, les chocs ou autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit :

Choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propre à chaque pays.

Dans le cadre de ce projet nous avons procédé au calcul d'un centre commercial en R+6 avec deux sous-sol ayant un contreventement mixte (poteaux/voile) implanté dans la commune de Chlef qui est une zone de forte sismicité (zone III).

I.1-Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un centre commercial. Il est composé de deux sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de 6 niveaux; Il est implanté dans la commune de Chlef (wilaya de Chlef). La structure du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

La structure du projet est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.

1.1-Description géométrique :

Tableau I. 1 : Caractéristiques géométriques de la structure.

Longueur totale du bâtiment	23,60m
Largeur totale du bâtiment	26,30m
Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère et locale a machine)	35,00m
Hauteur des deux sous-sol	6,00 m
Hauteur du RDC	4,50 m
Les étages courants	3,50 m

1.2-Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1,4$ bars.

1.3- hypothèses de calcul:

Pour mener l'étude de notre projet, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 30$ MPa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2.4$ MPa
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 34179,557$ MPa.
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11496,760$ MPa.
- $f_c = 400$ MPa

I.2-Conception de l'ouvrage :

2.1- Les contreventements :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du **RPA 99 (version 2003)**. Et puisqu'il ne répond pas aux conditions de l'article **1-b du RPA99/version 2003**, et qu'il dépasse deux niveaux (8m), on opte pour un contreventement mixte avec justification d'interaction portique - voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- >>Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations des aux charges verticales.
- >>Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

>>Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2.2- Les plancher :

Ce sont des éléments séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment, ils ont d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique.

En ce qui concerne les types de planchers employés dans notre structure, nous allons opter pour :

2. a -Plancher à corps creux (20+5) : Les poutrelles sont coulées in situ avec les poutres et la dalle de compression du plancher.

On a opté pour ce type de plancher pour les raisons suivantes :

>>Facilité de réalisation.

>>Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique

>>Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

2. b- Plancher dalle pleine : utiliser pour le plancher du sous-sol.

2.3- Les escaliers :

Ce sont des éléments constitués d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) qui permettent l'accès entre les étages, ils sont constitués en béton armé et en mortier.

Dans le cas de notre projet, la cage d'escalier comporte trois volées dont deux volées ont le même schéma statique appuyées d'un côté et encastrée de l'autre, et la troisième volée est encastrée dans les deux côtés dans le voile.

2.4- Le revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

2.5- La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont constitués par double parois à brique creuses, avec une épaisseur de (10+15) cm séparés par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

2.6- Les fondations :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que le sol en place est de gros éléments sans limons et argiles donc la transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par un radier général.

2.7- L'ascenseurs :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

I.3- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**3.1- Introduction :**

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

3.2- Le béton:

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre du 1/10 de sa résistance à la compression.

3.2-a-Les composants du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau.

- **Ciment:**

Le ciment est un liant qui joue un rôle important entre les produits employés dans la Construction.

- **Granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

- **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Graviers :**

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm. Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

3.2-b-Dosage du béton:

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 kg/m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance souhaitée, et présenter une protection efficace de l'armature.

3.2-c-Résistance mécanique du béton :

• **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre de 32cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par:

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

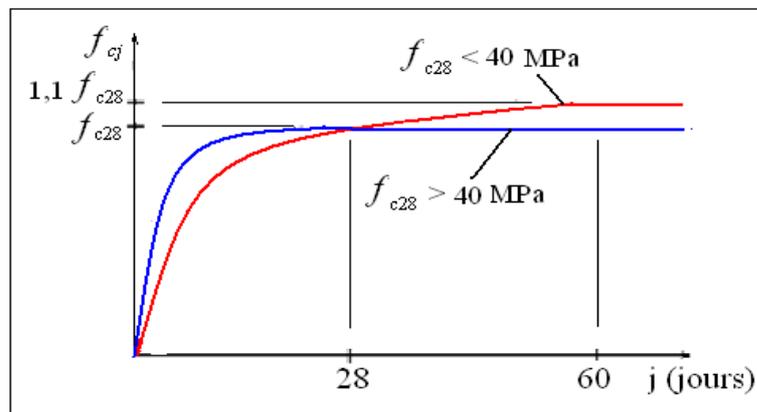


Fig I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

• **Résistance à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,25^3 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

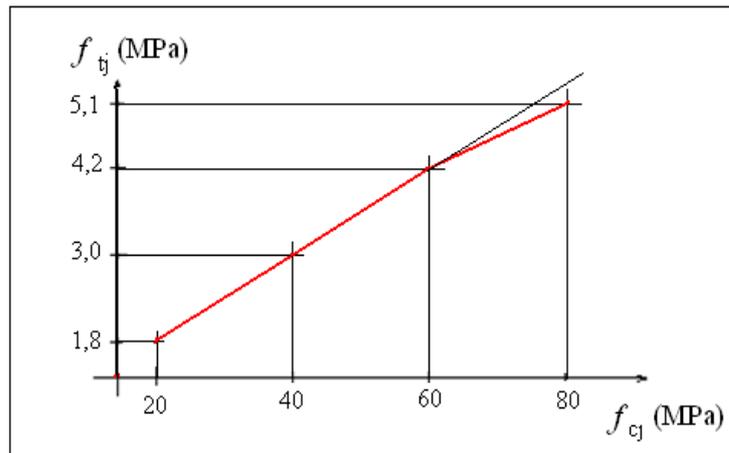


Fig I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

- **Module de déformation longitudinale :**

On distingue le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

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

$$E_{vj} = 3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = 4\,400 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.}$$

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

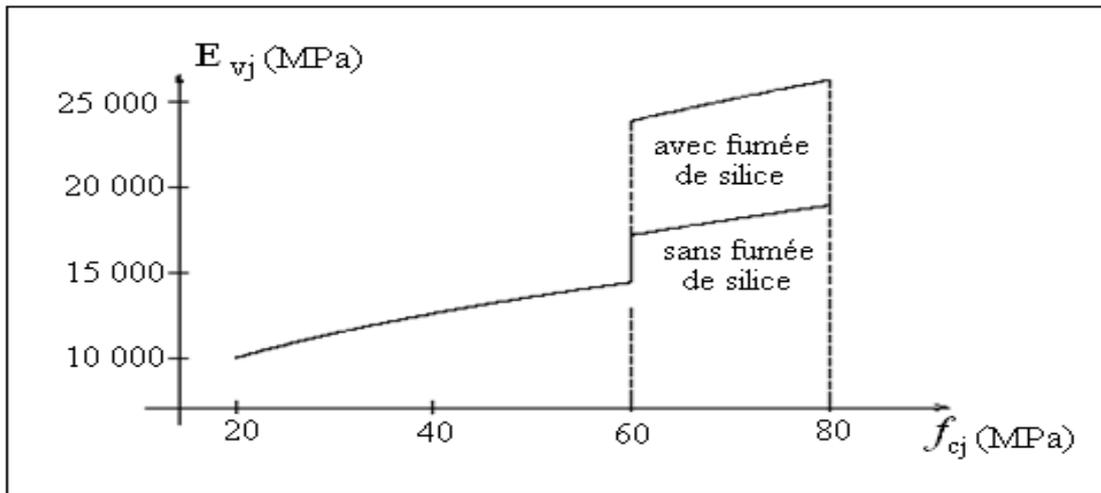


Fig I.3 : Evolution du module de Young différée en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à 0 pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

- **Contraintes limites :**

- a. **Etat limite ultime :**

- **Contrainte ultime de béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes= déformations donné dans la figure I.4 avec :

$$\varepsilon_{bcl} = 2 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bcl} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ (4,5 + 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{\mu f_{cj}}{\gamma}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons durables et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h

$\mu = 0,85$ dans les autres cas.

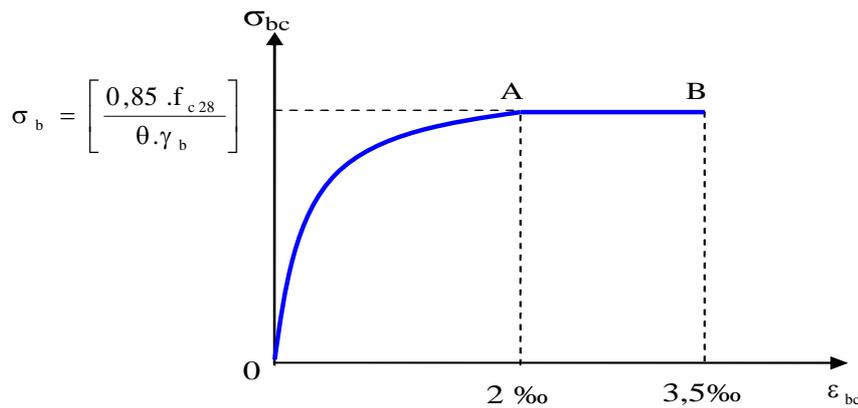


Fig I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

b. Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour écrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

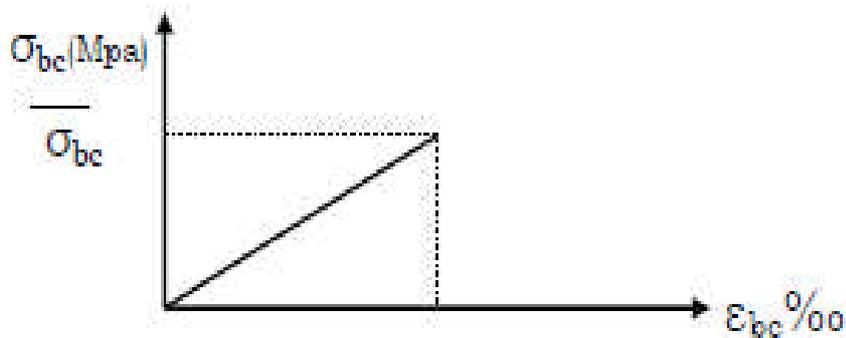


Fig I.5 : Diagramme du béton à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \overline{A} \text{ avec } : \sigma_{bc} = \overline{0.6} f_{c28}$$

3.3-L'acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, lorsqu'un traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

3.3-1-Caractères mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractères mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e . Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont présentés dans le tableau I.1 suivant :

Tableau I. 2 : valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier

type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces Préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi Courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

3.3-2-Contrainte limite :

- **Etat limite ultime :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi du type élastoplastique parfaite, comme décrit dans la figure suivante :

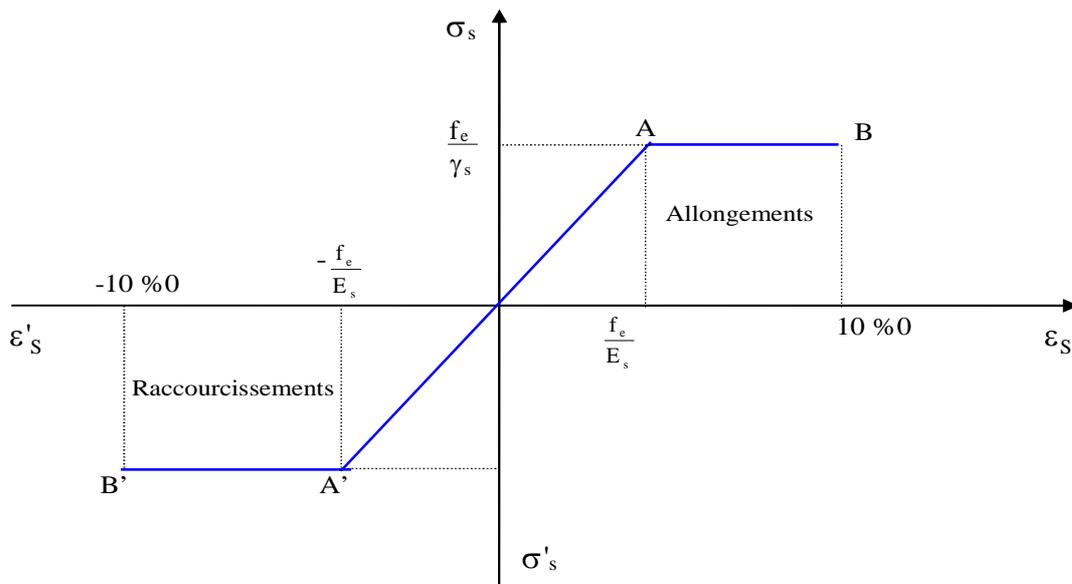


Fig I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité = (1 cas situation accidentelle; 1.15 situation durable)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Etat limite de service :**

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) \cdot \sigma$
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.
- ✓ η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds lisses, =1.6 pour les Hautes adhérences).

II.1-PRE-DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS

II.1.1- Pré dimensionnement des planchers :

1.1 -Planchers à corps creux :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur totale du plancher} \\ L : \text{Portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{array}$$

$$h_t \geq \frac{530}{22,5} = 23,55\text{cm}$$

$$h_t = 25 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur **ht = 25 cm**, soit un plancher **(20+5) cm**.

1.2-Dalle pleine du sous-sol :

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on prend le panneau ayant la plus grande surface. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion, son épaisseur dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

2. a-Résistance au feu :

- e = 7 cm ; Pour une heure de coup de feu ;
- e = 11 cm ; Pour deux heures de coup de feu ;
- e = 17,5 cm ; Pour quatre heures de coup de feu.

On prend : e = 15 cm

2. b-Isolation acoustique :

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

La nature même du bruit joue un rôle dans l'épaisseur de la dalle comme suit :

- $2500e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow e = 16 \text{ cm} ;$
- $2500e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow e = 14 \text{ cm}.$

On prend : e = 15 cm.

2. c-Résistance à la flexion :

La hauteur de la dalle e est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $L_x = 520$ cm et $L_y = 630$ cm

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{520}{630} = 0,82 > 0,4$$

Donc notre panneau travail dans les deux sens

$$\frac{520}{50} < e < \frac{520}{40} \rightarrow 10,6 < e < 13,25 ; \text{On prend :}$$

$e = 15$ cm.

2. d-Condition de flèche :

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

- $F_{\max} \leq \frac{L}{500}$ si la portée L est au plus égale à 5 m.
- $F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0,5$ si la portée L est supérieure à 5 m.

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1$ m.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = \frac{5 q L^4}{384 EI}$$

Avec:

F_{\max} : flèche maximale du plancher.

L : portée du plancher = 6,40m

e : épaisseur du plancher.

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

$$I : \text{moment d'inertie de la section } I = \frac{be^3}{12}.$$

$$\bar{F} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 1,14 \text{ cm.} \quad E = 34179,55 \text{ Kg/cm}^2$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus charger voir descente de charge)

Charge permanente $G = 673$ Kg/m².

Charge d'exploitation $Q = 100$ Kg/m².

$$q = (G + Q) \times b \Rightarrow q = 773 \text{ Kg/m}$$

$$F_{\max} = \frac{5 q L^4}{384 EI} \leq 1,75 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \left(\frac{q L^4}{5,6 E b} \right)^{1/3}$$

$$\text{D'où: } e \geq \left(\frac{7,73 \times 640^4}{5,6 \times 34179,55 \times 100} \right)^{1/3} \Rightarrow e \geq 8,78 \text{ cm.}$$

II.2-Evaluation des charges et des surcharges :

2.1-Les planchers :

1. 1-plancher terrasse inaccessible :

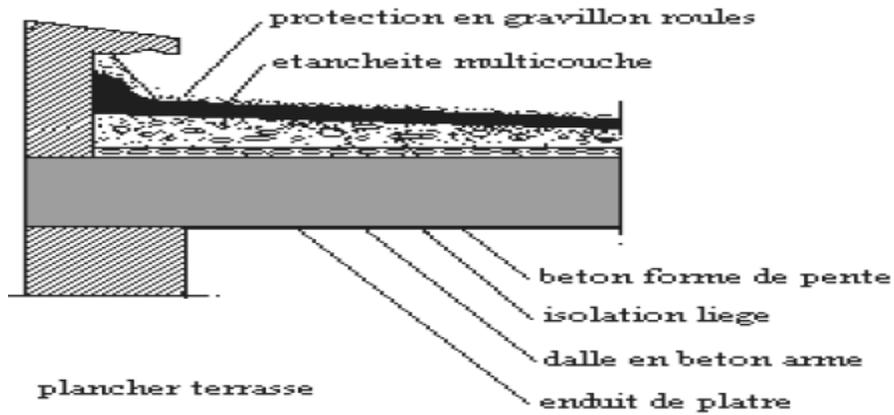


Tableau II.1: descente des charges du plancher terrasse

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfaciques (kN/m ²)
Protection gravillon	5	20	1
Etanchéité multicouche	2	6	0.12
Isolation thermique	4	4	0.16
Papier Kraft	/	/	0.09
Béton en pente (1.5%)	8	22	1.76
Film polyane	/	/	0.1
Corps creux + table de compression	/	/	3.3
Enduite plâtre	2	10	0.2
G_T			6.73 kN/m ²

1.2 Plancher courant en corps creux :

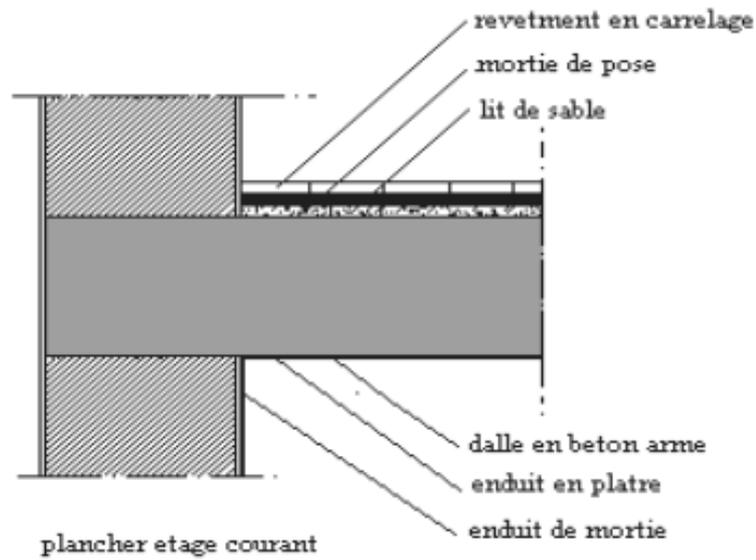


Tableau II.2: descente des charges du plancher courant en corps creux

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfaciques (kN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Corps creux + table de compression	/	/	3.3
Cloison de distribution	/	/	1
Enduit en plâtre	2	10	0.2
G_C			5.34 kN/m²

1.3-Plancher courant en dalle pleine :

Tableau II.3: descente des charges du plancher courant en dalle pleine

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfaciques (kN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Dalle e B.A	/	/	4
Cloison de distribution	/	/	1
Enduite en plâtre	2	10	0.2
GT			6.1 kN/m ²

2.2-Maçonnerie

2.1- Mur extérieur en double cloison :

Tableau II.4: descente des charges des murs extérieurs

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique kN/m ³	Poids surfacique kN/m ²
Enduit en ciment	2	18	0.36
Brique creuse	15	9	1.35
Vide	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en plâtre	2	10	0.2
G _M			2.81 kN/m ²

2.2- Mur intérieur :

Tableau II.5: descente des charges des murs intérieurs

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique kN/m ³	Poids surfacique kN/m ²
Maçonnerie en brique creuse	10	9	0,9
Enduite ciment	2	18	0,36
Enduite en plâtre	2	10	0,2
G _M			1,46 kN/m ²

3.1-Charges d'exploitation Q :

Tableau II.6: les charges d'exploitation

Eléments	Surcharges (kN/m ²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1,00
Plancher étage courant (accessible)	5,00
Plancher dalle pleine	2,50
Escalier	2,50
Acrotère	1,00

3.2- Acrotère :

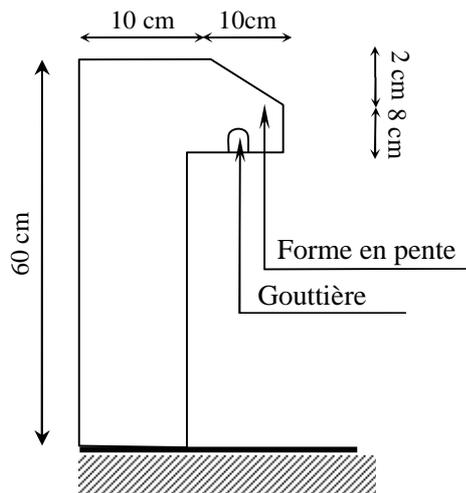


Fig II.1: Acrotère

Surface :

$$S_{\text{acrotère}} = S_1 + S_2 + S_3 = (0,60 \times 0,10) + (0,08 \times 0,10) + ((0,10 \times 0,02) / 2) = 0,0690 \text{ m}^2$$

Charge permanente :

$$g_0 = S \times \rho \text{ avec } \rho = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$g_0 = 0,0690 \times 25 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

3.3-Pré dimensionnement des poutres :

Nous avons deux types de poutres :

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale : } L = 6,4 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 5,3 \text{ m} \end{cases}$

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d \leq b \leq 0,8d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \left\{ \begin{array}{l} ht : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre axes d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

3.1-Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 640 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 42,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 64 \text{ cm} \\ h_t = 60 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 21,6 \text{ cm} \leq b \leq 43,2 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions de l’RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 40 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 60 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(40 X 60) cm²** comme section des poutres principales

3.2-Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 530 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 53 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 16,2 \text{ cm} \leq b \leq 32,4 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 50 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(30 X 45) cm²** comme section des poutres secondaires

3.3-Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité.

La section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

Le pré-dimensionnement des poteaux s’effectue à l’ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée. D’après l’article B.8.4.1 du **CBA 93**, l’effort normal agissant sur un

Poteau doit être plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

Et d’après les règles du **BAEL91** qui préconisent de prendre la section réduite B_r :

$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc}/0.9) + 0.85 (f_e/\gamma_s) (A/B_r))$; telle que B_r correspond à la section réduite du poteau en (cm²).

3.3.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse Q_0

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
06	$N_{q0}=1,00$	1
05	$N_{q1}=q_0+q_1$	6
04	$N_{q2}=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	10,5
03	$N_{q3}=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	14,5
02	$N_{q4}=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	18
01	$N_{q5}=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	21
R.D.C	$N_{q6}=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	23,5
1^{ier} S.SOL	$N_{q7}=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	25,85
2^{iem} S.SOL	$N_{q8}=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	28,6

3.3.2-La surface afférente du poteau :

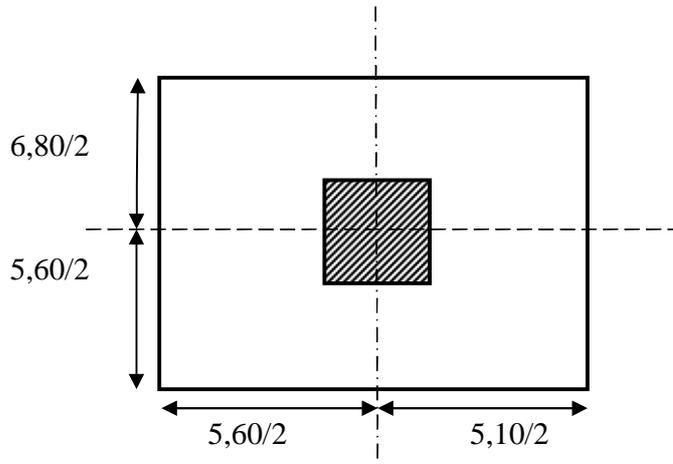
Le poteau le plus sollicité dans notre structure se trouve dans le centre

On choisit 3 types de coffrage :

Type 1 : S/SOL et le RDC

Type 2 : du 1^{ère} au 3^{ème} étages

Type 3 : du 4^{ème} au 6^{ème} étages



FigII.2 : la surface du poteau

$$S = \left(\frac{6,8}{2} + \frac{5,6}{2}\right) \times \left(\frac{5,6}{2} + \frac{5,1}{2}\right)$$

$$S = 33,17 \text{ m}^2$$

3.3.3 -Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

$$G_{p.principale} = (3,4 + 2,8)0,4 \times 0,6 \times 25 = 37,2 \text{ Kn}$$

$$G_{p.secondaire} = (2,8 + 2,55) \times 0,3 \times 0,5 \times 25 = 20,06 \text{ Kn}$$

$$G_{terrasse} = (6,73) \times 33,17 = 223,23 \text{ Kn}$$

$$G(RDC, E. courant) = (5,34) \times 7 \times 33,17 = 1239,89 \text{ Kn}$$

$$G_{ss} = (6,1) \times 33,17 = 202,33 \text{ Kn}$$

$$G_{total} = (37,2 + 20,06) \times 9 + 223,23 + 1239,89 + 202,06 = 2180,52 \text{ Kn}$$

$$Q = 28,6 \times 33,17 = 948,66 \text{ Kn}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 2180,52 = 2398,57 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 948,66 = 1043,52 \text{ KN}$$

$$N_u = (1,35 \times 2398,57) + (1,5 \times 1043,52) = 4803,34 \text{ KN}$$

3.3.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :

3.4.1-Détermination de "a" :

1. a-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

- L_f : Longueur de flambement
- i : Rayon de giration
- B : Section des poteaux
- λ : L'élanement du poteau
- I : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0 = 3 \text{ m}$;

$$L_f = 0,7 \times 3 = 210 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{210}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{210}{0,289,50} = 14,53 \text{ cm}$$

On prend : **a = 50cm**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \frac{210}{14,45} = 14,53 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

1.b-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r . f_{c28}}{0,9 \gamma_b \theta} + A_s . \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$$

B_r : Section réduite

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,9\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (III)}$$

$$A_s = 0,9\% [48(b - 2)] = 0,432(b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{210}{0,289,50} = 14,53 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{14,53}{35}\right)^2} = 0,82$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{48(b-2).30}{0,9.1,5.10} + \frac{0,432(b-2).400}{1,15.10} \right] = 48,07 \text{ cm}$$

On prend : b = 50 cm

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

4.1-Choix de la sections des poteaux :

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux

Niveau	(a x b) cm ²
6	(40 x 40)

5	(40 x 40)
4	(40 x 40)
3	(45 x 45)
2	(45 x 45)
1	(45 x 45)
RDC et les 2 S/sol	(50 x 50)

4.2- Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

2. a-Pour Sous-sol :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{300}{22} \rightarrow e \geq 13,63 \text{ cm}$$

2. b-Pour RDC :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{450}{22} \rightarrow e \geq 20,45 \text{ cm}$$

2. c-Pour les étages :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{350}{22} \rightarrow e \geq 15,90 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

II.3-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Tableau II.9 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
--------	--------------------------------------	---	---	---

2^{ém} s/sol	50 X 50	40 X 60	30 X 45	20
1^{ér} s/sol	50 X 50	40 X 60	30 X 45	20
R.D.C.	50 X 50	40 X 60	30 X 45	20
01	45 X 45	40 X 60	30 X 45	20
02	45 X 45	40 X 60	30 X 45	20
03	45 X 45	40 X 60	30 X 45	20
04	40 X 40	40 X 60	30 X 45	20
05	40 X 40	40 X 60	30 X 45	20
06	40 X 40	40 X 60	30 X 45	20
Terrasse	/	40 X 60	30 X 45	/

III.CALCUL DES PLANCHERS :

III.1-Introduction :

D'une façon appropriée, le plancher est une surface ou une aire séparant deux niveaux ; cette surface sert non seulement à supporter les efforts horizontaux mais elle porte aussi les charges et les surcharges de la structure et d'autre part et plus important, elle contribue dans l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

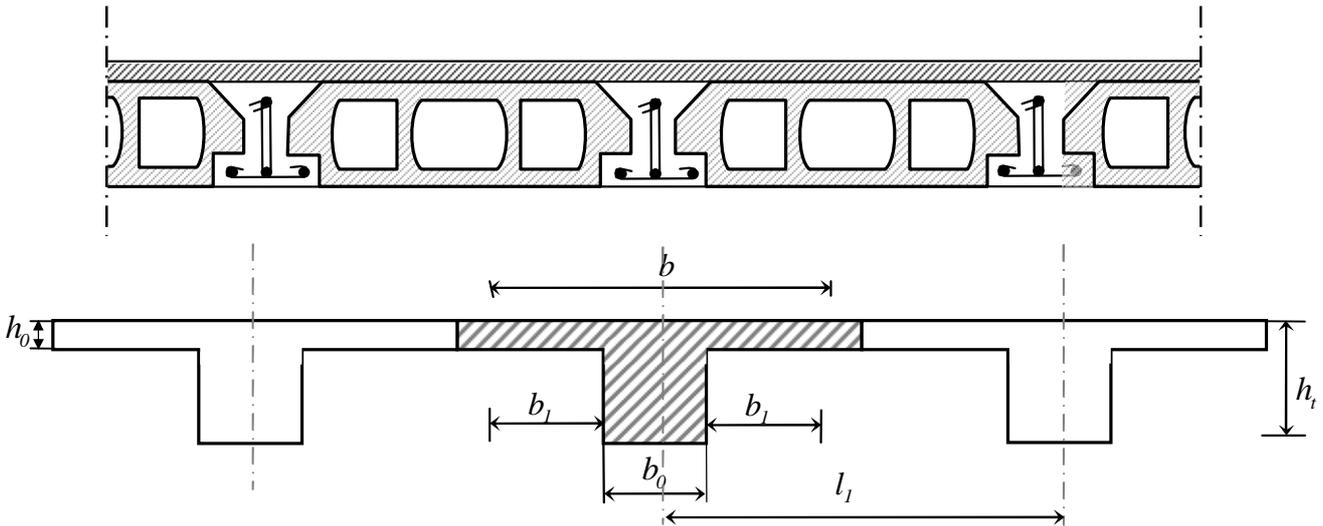


Fig III. 1 : Schéma d'un plancher à corps creux

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

- 1-plancher a corps-creux
- 2-dalle plaine

Un plancher à corps creux $h_t = 25\text{cm} : \begin{cases} 20\text{ cm} : \text{corps creux} \\ 5\text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_t = 25\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ h_0 = 5\text{ cm} \end{cases}$

Choix de b_1 : le calcul de la largeur « b » ce fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{640}{10} = 64\text{ cm} \\ 30\text{ cm} \leq b_1 \leq 40\text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26.5\text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

III.2-Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 propose une méthode "Méthode Forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique dans le cas des constructions courantes.

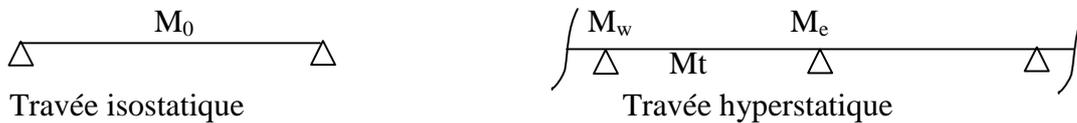
2.1-Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25
 $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$
- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

2.2. Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive

M₀ : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

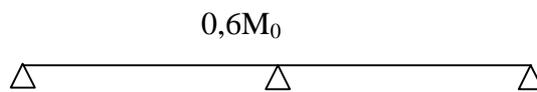
M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

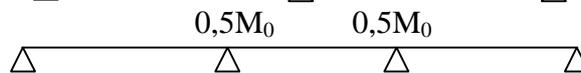
2.3-Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

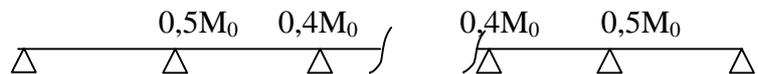
- Cas de deux travées :



- Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées :



2.4- L'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Le règlement B.A.E.L 91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

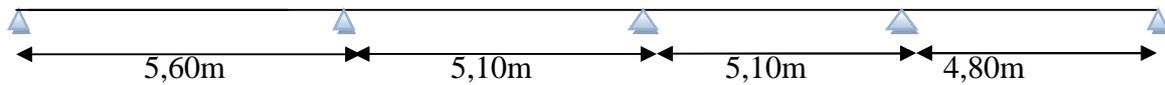
III.3-Calcul des poutrelles :

Notre construction comporte quatre types de poutrelles, ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction,

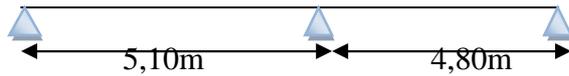
Type 1 :



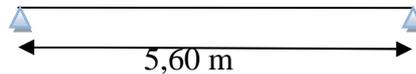
Type:02



Type :03



Type :04



3.1-Les combinaisons de charge :

Les charges par mètre linéaire /mL

1. a-Plancher RDC /étages courants :

$$G = 5,34 \cdot 0,65 = 3,47 \text{ KN/mL}$$

$$Q = 5 \cdot 0,65 = 3,25 \text{ KN/mL}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,55 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 6,72 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

1. b-Plancher terrasse :

$$G = 6,73 \cdot 0,65 = 4,37 \text{ KN/mL}$$

$$Q = 1 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,88 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 5,02 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

3.2-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

a- Plancher RDC/ étages courants : $G = 5,34 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,68 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

b- Plancher terrasse : $G = 6,73 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2$

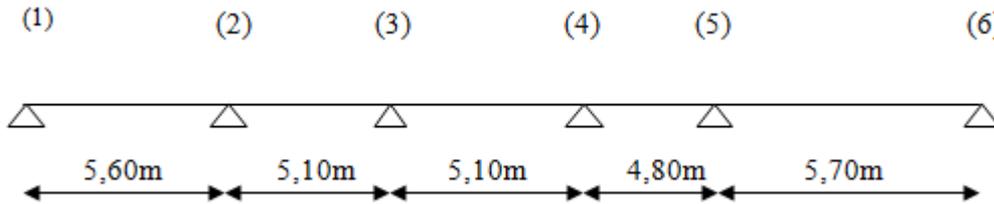
$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 13,46 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

- Les moments d’inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité..... condition vérifiée
- Les portées successives sont dans un rapport en travée 0,84 a 1,25.....condition vérifiée
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

III .4-Exemple de calcul :

4 .1- Plancher RDC / étages courants :

Type : 01



1.1-Moments isostatiques :

Avec : $L_{1-2} = 5,60 \text{ m}$, $Q_{ult} = 9,55 \text{ KN/ml}$.

$$M_{0(1-2)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,55 \times (5,60)^2}{8} = 37,43 \text{ KN.m}$$

$L_{2-3} = 5,10 \text{ m}$.

$$M_{0(2-3)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,55 \times (5,10)^2}{8} = 31,04 \text{ KN.m}$$

$L_{3-4} = 5,10 \text{ m}$.

$$M_{0(3-4)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,55 \times (5,10)^2}{8} = 31,04 \text{ KN.m}$$

$L_{4-5} = 4,80 \text{ m}$.

$$M_{0(4-5)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,55 \times (4,80)^2}{8} = 27,50 \text{ KN.m}$$

$L_{5-6} = 5,70 \text{ m}$

$$M_{0(5-6)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,55 \times (5,70)^2}{8} = 38,78 \text{ KN.m}$$

Calcul du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5,34} = 0,483.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,07M_0 > 1,05M_0 \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 = 0,63M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 = 0,53M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{array} \right.$$

$$1+0,3\alpha=1,144$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,572$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,672$$

1.2-Moments sur appuis :

- Moment sur appuis de rive (1 et 6) :

$$M_1 = 0,2M_{0(1-2)} = 0,2 \times 37,43 = 7,48 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,2M_{0(5-6)} = 0,2 \times 38,78 = 7,75 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis voisin d'un appui de rive (2 et 5) :

$$M_2 = 0,5M_{0(2-3)} = 0,5 \times 31,04 = 15,52 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,5M_{0(4-5)} = 0,5 \times 27,50 = 13,75 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis intermédiaires (3-4) :

$$M_3 = M_4 = 0,4M_{(3-4)} = 0,4 \times 31,04 = 12,49 \text{ kN.m}$$

1.3-Calcul des moments dans les autres travées :

- Moment sur travée de rive:

$$M_{t(1-2)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max (1,05. M_{0(1-2)} ; (1+0,3\alpha) M_{0(1-2)}) - \frac{M_1+M_2}{2} \\ \text{et} \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_{0(1-2)} \end{array} \right.$$

$$M_{t(1-2)} = \max (19,45 ; 21,40) = 21,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(5-6)} = \max \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \max (1,05. M_{0(5-6)} ; (1+0,3\alpha) M_{0(5-6)}) - \frac{M_5+M_6}{2} \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) - M_{0(5-6)} \end{array} \right.$$

$$M_{t(5-6)} = \max (34,21 ; 22,18) = 34,21 \text{ kN.m}$$

- Moment sur travée intermédiaires :

$$M_{t(2-3)} = 20,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 22,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(4-5)} = 17,51 \text{ kN.m}$$

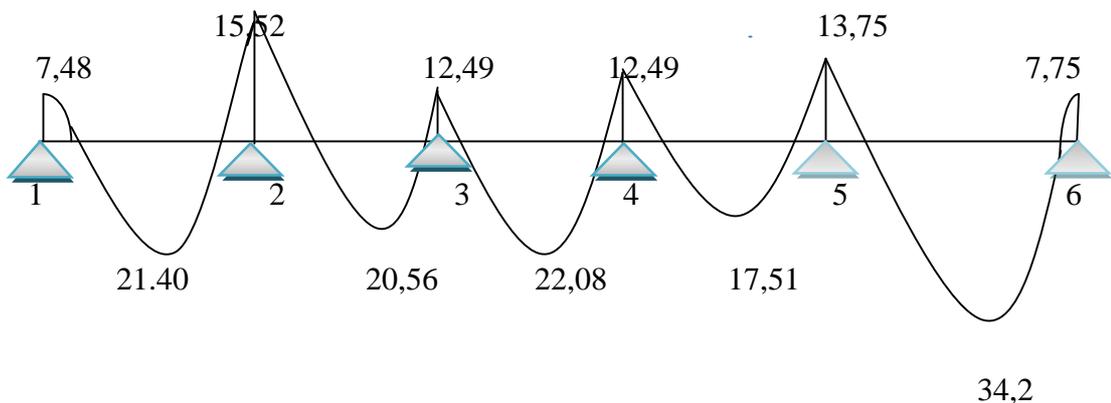


Fig III. 2 : Diagramme des moments fléchissant

4-Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L / 2 \\ T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L / 2 \end{cases}$$

• **Travée (1-2) :**

$$\begin{cases} T_w = (7,48 - 15,52)/5,60 + 9,55 \cdot 5,60 / 2 = 25,30 \text{ KN} \\ T_e = (7,48 - 15,52)/5,60 - 9,55 \cdot 5,60 / 2 = -28,17 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (2-3) :**

$$\begin{cases} T_w = (15,52 - 12,49)/5,10 + 9,55 \cdot 5,10 / 2 = 24,34 \text{ KN} \\ T_e = (15,52 - 12,49)/5,10 - 9,55 \cdot 5,10 / 2 = -23,75 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (3-4) :**

$$\begin{cases} T_w = (12,49 - 12,49) / 5,10 + 9,55 \cdot 5,10 / 2 = 24,35 \text{ KN} \\ T_e = (12,49 - 12,49) / 5,10 - 9,55 \cdot 5,10 / 2 = -24,35 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (4-5) :**

$$\begin{cases} T_w = (12,49 - 13,75)/4,80 + 9,55 \cdot 4,80 / 2 = 22,65 \text{ KN} \\ T_e = (12,49 - 13,75)/4,80 - 9,55 \cdot 4,80 / 2 = -23,18 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (5-6) :**

$$\begin{cases} T_w = (13,75 - 7,75)/5,70 + 9,55 \cdot 5,70 / 2 = 28,26 \text{ KN} \\ T_e = (13,75 - 7,75)/5,70 - 9,55 \cdot 5,70 / 2 = -26,15 \text{ KN} \end{cases}$$

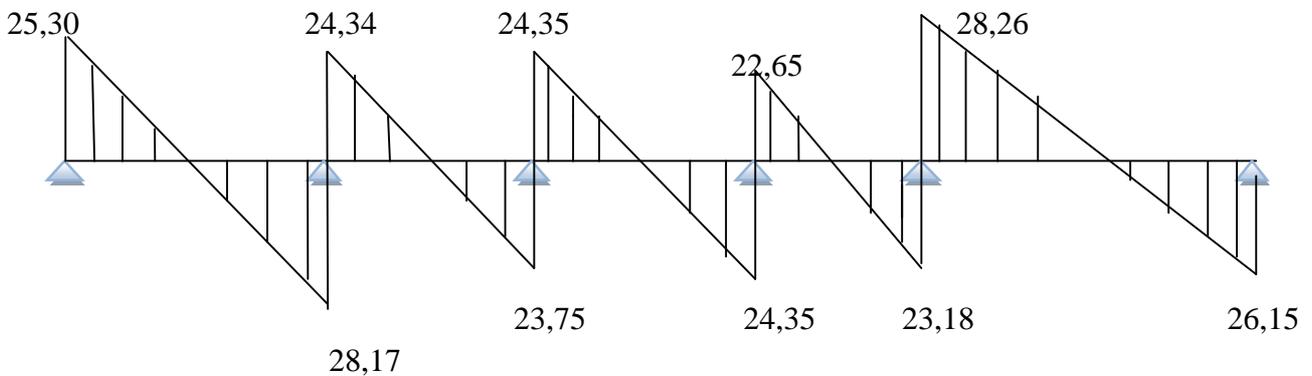


Fig III. 3 : Diagramme des efforts tranchants

Pour les autres planchers, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre à (E.L.U et (E. L.S)

Tableau III. 1 : Résultats obtenus (RDC/étages courants)

	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
01	1-2	5,60	37,43	21,40	7,48	15,52	25,30	28,17	26,34	20,96	5,26	13,10
	2-3	5,10	31,04	20,56	15,52	15,52	24,35	23,75	21,84	17,67	13,10	8,73
	3-4	5,10	31,04	22,08	15,52	13,75	24,35	24,35	21,84	17,67	8,73	9,67
	4-5	4,80	27,50	17,51	13,75	7,75	22,65	23,18	19,35	13,02	9,67	5,45
	5-6	5,70	38,78	34,21	7,75	7,48	28,26	26,15	27,29	22,84	5,45	5,26
	02	1-2	5,60	37,43	21,40	7,48	15,52	25,30	28,17	26,34	20,96	5,26
2-3		5,10	31,04	20,56	15,52	15,52	24,35	23,75	21,84	17,67	10,92	8,73
3-4		5,10	31,04	22,08	15,52	12,41	24,35	24,35	21,84	17,67	8,73	9,67
4-5		4,80	27,50	17,51	13,75	5,5	22,65	23,18	19,35	13,02	9,67	3,87
03	1-2	5,10	31,04	22,08	6,20	15,52	24,35	24,35	21,84	17,67	4,36	10,92
	2-3	4,80	27,50	17,51	15,52	5,5	22,65	23,18	19,35	13,02	10,92	3,87
04	1-2	5,60	37,43	32,94	7,48	7,48	26,74	26,74	26,34	21,87	5,26	5,26

Les sollicitations maximales de calcul sont :

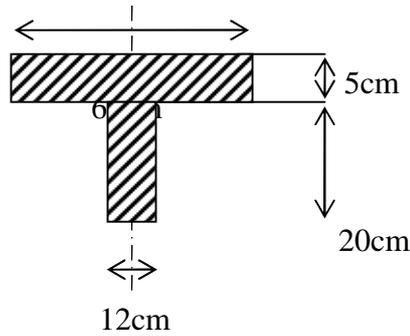
$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 34,21 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 15,52 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 28,26 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 22,84 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 13,10 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

1.5-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :



FigIII.4 : section de calcul de la poutrelle

Données :

- Largeur de la section en T = 65 cm.
- Largeur de la $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section $h_t = 25$ cm.
- Hauteur de la section $h_0 = 5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 22,5$ cm

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa.
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 30$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,4$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable.

1.6-Plancher RDC/étages courants :

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 34,21 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 15,52 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 28,26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

1.7-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

- **En travée :**

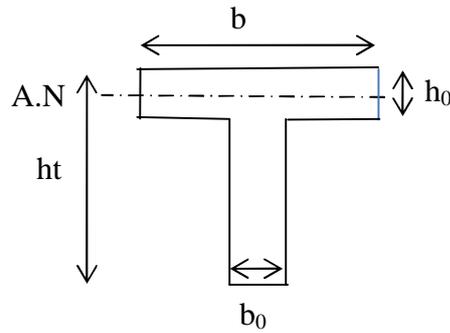
Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = bh_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 5 \times 17 (22,5 - 5/2) \times 10^{-3} = 110,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 34,21 \text{ KN.m} < 110,50 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de section $(25 \times 65) \text{ cm}^2$



$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{34,21 \cdot 10^3}{17 \cdot (22,5)^2 \cdot 65} = 0,061 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,061 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,968$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{34,21 \cdot 10^3}{0,968 \cdot 22,5 \cdot 348} = 5,28 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

- **En Travée :**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,4}{400} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T12 = 3,39 cm².**

- **Sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{15,52 \cdot 10^3}{17 \cdot (22,5)^2 \cdot 12} = 0,150 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,150 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,918$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,52 \cdot 10^3}{0,918 \cdot 22,5 \cdot 348} = 2,16 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,4}{400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Le choix : **1T12+1T10 = 1,92 cm².**

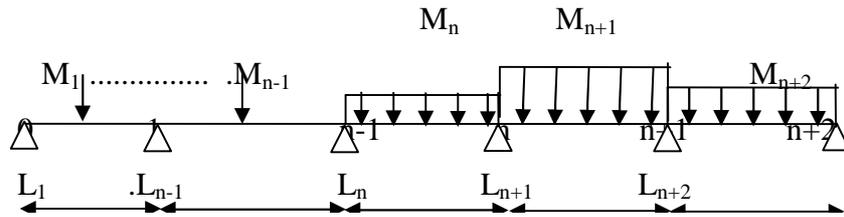
4.2- Plancher terrasse:

4.2.1 - Méthode de calcul :

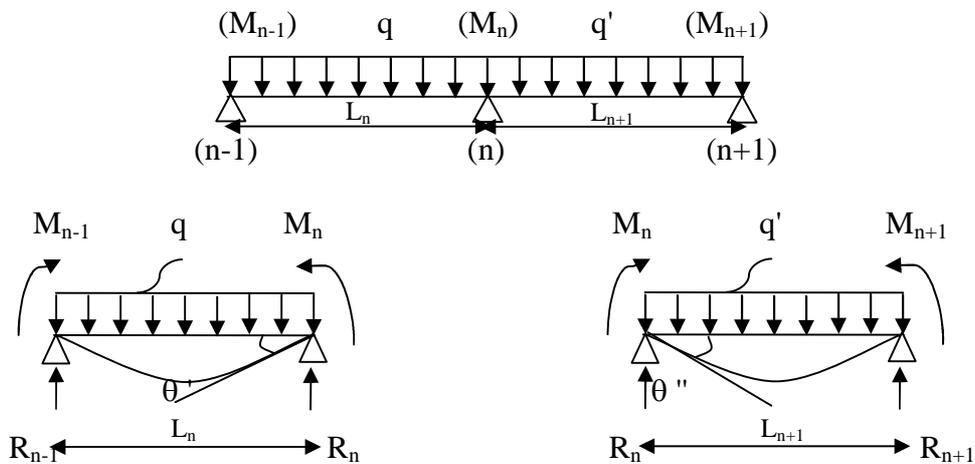
Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

4.2.2-Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,



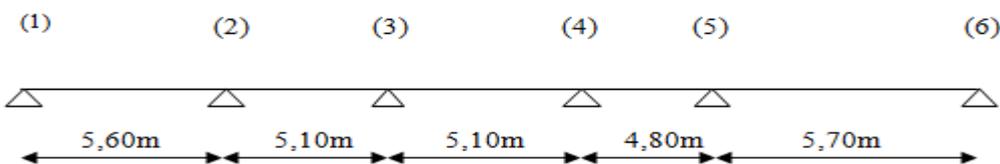
Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis

Type : 01



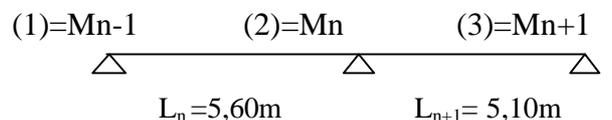
Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{(n-1)} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{(n+1)}) + M_{(n+1)} \cdot L_{(n+1)} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{(n+1)} \cdot b_{(n+1)}}{L_{(n+1)}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend 1-2 et 2-3

Partie 1-2 :

On a $L_{1-2} = 5,60 \text{ m}$, $Q_{ult} = 6,88 \text{ KN/ml}$



$$M_{0(1-2)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,88 \times (5,60)^2}{8} = 26,96 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,80 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0(1-2)} = 2/3 \cdot 5,60 \cdot 26,96 = 100,65 \text{ m}^2$$

Partie 2-3 :

$$L_{2-3} = 5,10 \text{ m.}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,88 \times (5,10)^2}{8} = 22,36 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,55 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0(2-3)} = 2/3 \cdot 5,10 \cdot 22,36 = 76,02 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 5,60M_1 + 2(10,70) \cdot M_2 + 5,10M_3 = -529,98$$

$$\text{Avec : } M_1 = -0,2 \cdot M_{0(1-2)} = -5,39 \text{ KN.m}$$

$$21,4M_2 + 5,10M_3 + 529,98 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend **2-3** et **3-4** :

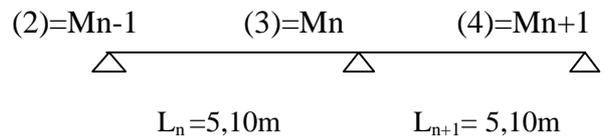
Partie 2-3 :

On a $L_{2-3} = 5,10 \text{ m}$, $Q_{ult} = 6,88 \text{ KN/ml}$

$$M_{0(2-3)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,88 \times (5,10)^2}{8} = 22,36 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,55 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0(2-3)} = 2/3 \cdot 5,10 \cdot 22,36 = 76,02 \text{ m}^2$$



Partie 3-4 :

$$L_{3-4} = 5,10 \text{ m.}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,88 \times (5,10)^2}{8} = 22,36 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,55 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0(3-4)} = 2/3 \cdot 5,10 \cdot 22,36 = 76,02 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 5,10M_2 + 2(10,20) \cdot M_3 + 5,10M_4 = -456,12$$

$$5,10M_2 + 20,40M_3 + 5,10M_4 + 456,12 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

En raison de forme similaire : Les équations restantes seront les suivantes

$$5,10M_3 + 19,80M_4 + 4,8M_5 + 418,14 = 0 \dots \dots \dots (3)$$

$$4,8M_4 + 21M_5 + 5,70M_6 + 508,65 = 0 \dots \dots \dots (4)$$

2.1-Les moments sur appuis sont :

$$M_1 = -5,39 \text{ KN.m} ; M_2 = -11,19 \text{ KN.m} ; M_3 = -8,84 \text{ KN.m} ;$$

$$M_4 = -8,84 \text{ KN.m} ; M_5 = -9,90 \text{ KN.m} ; M_6 = -5,59 \text{ KN.m}$$

2.2-Les moments en travées :

$$M_{t(1-2)} = 19,63$$

$$M_{t(2-3)} = 16,88$$

$$M_{t(3-4)} = 13,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(4-5)} = 12,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(5-6)} = 20,83 \text{ kN.m}$$

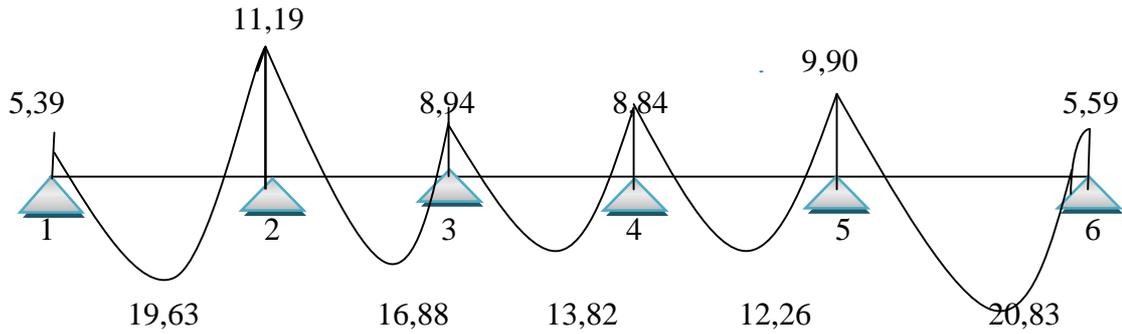


Fig III. 5 : Diagramme des moments fléchissant

2.3-Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L / 2 \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - Q_u \cdot \frac{L}{2} \end{cases}$$

• **Travée (1-2) :**

$$\begin{cases} T_w = (5,39 - 11,19)/5,60 + 6,88 \cdot 5,60/2 = 18,22 \text{ KN} \\ T_e = (5,39 - 11,19)/5,60 - 6,88 \cdot 5,60/2 = -20,29 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (2-3) :**

$$\begin{cases} T_w = (11,19 - 8,94)/5,10 + 6,88 \cdot 5,10/2 = 17,98 \text{ KN} \\ T_e = (11,19 - 8,94)/5,10 - 6,88 \cdot 5,10/2 = -17,19 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (3-4) :**

$$\begin{cases} T_w = (8,94 - 8,94) / 5,10 + 6,88 \cdot 5,10 / 2 = 17,54 \text{ KN} \\ T_e = (8,94 - 8,94) / 5,10 - 6,88 \cdot 5,10 / 2 = -17,54 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (4-5) :**

$$\begin{cases} T_w = (8,94 - 9,90)/4,80 + 6,88 \cdot 4,80/2 = 16,31 \text{ KN} \\ T_e = (8,94 - 9,90)/4,80 - 6,88 \cdot 4,80/2 = -16,71 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (5-6) :**

$$\begin{cases} T_w = (9,90 - 5,59)/5,70 + 6,88 \cdot 5,70/2 = 20,35 \text{ KN} \\ T_e = (9,90 - 5,59)/5,70 - 6,88 \cdot 5,70/2 = -20,76 \text{ KN} \end{cases}$$

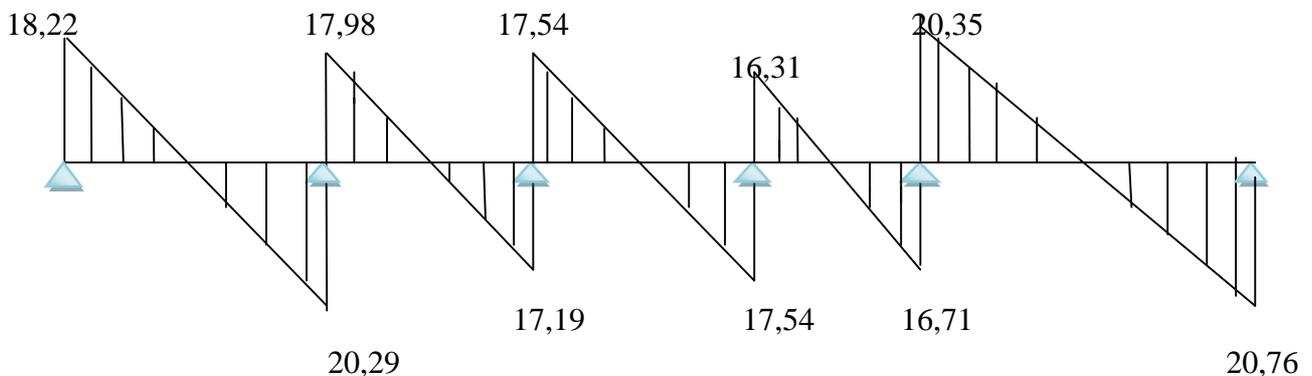


Fig III. 6 : Diagramme des efforts tranchants

Tableau III. 2 : Résultats obtenus (plancher terrasse)

	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	Te(-)	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	1-2	5,60	26,96	19,63	5,39	11,19	18,22	20,29	19,67	15,74	3,93	8,16
	2-3	5,10	22,36	16,88	11,19	8,84	17,98	17,10	16,32	12,10	8,16	6,52
	3-4	5,10	22,36	13,84	8,84	8,84	17,54	17,54	16,32	10,61	6,52	6,52
	4-5	4,80	19,81	12,26	8,84	9,90	16,31	16,71	14,45	8,94	6,52	7,22
	5-6	5,70	27,94	20,83	9,90	5,59	20,35	20,75	20,38	12,61	7,22	4,07
02	1-2	5,60	26,96	19,63	5,39	11,19	18,22	20,29	19,67	15,74	3,93	8,16
	2-3	5,10	22,36	16,88	11,19	8,94	17,98	17,10	16,32	12,10	8,16	6,52
	3-4	5,10	26,96	13,84	8,94	11,19	17,54	17,54	16,32	10,61	6,52	8,16
	4-5	4,80	22,36	12,26	11,19	4,47	16,31	16,71	14,45	8,94	8,16	2,89
03	1-2	5,10	26,96	16,88	5,39	11,19	18,22	20,29	16,32	10,61	3,26	6,52
	2-3	4,80	22,36	12,26	11,19	4,47	17,98	17,10	14,45	8,94	6,52	2,89
04	1-2	5,60	26,96	22,62	5,39	5,39	19,26	19,26	19,67	17,31	3,93	3,93

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 22,62 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 11,19 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 20,35 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 17,31 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 8,16 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{22,62 \cdot 10^3}{17 \cdot (22,5)^2 \cdot 65} = 0,040 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,040 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,980$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,62 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 22,5 \cdot 348} = 2,94 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,4}{400} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T12 = 3,39 cm²**.

• **sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 25) cm²

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11,19 \cdot 10^3}{17 \cdot (22,5)^2 \cdot 12} = 0,102 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,102 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,946$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,19 \cdot 10^3}{0,946 \cdot 22,5 \cdot 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,4}{400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Le choix : **1T12+1T10 = 1,92 cm²**

III.5-Vérification de l'effort tranchant :

5.1-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :

1. a-Plancher étages courants :

L'effort tranchant maximal T_{max} = 28,26 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28,26 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,225} = 0,92 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

1. b-Plancher Terrasse :

L'effort tranchant maximal T_{max} = 20,35KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20,35 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,255} = 0,66 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,15 \left(\frac{f_{cj}}{b} \right) ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5.2-Les armatures transversales At :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(250/35; 120/10; 10)$

on adopte: $\Phi_t = 6\text{mm}$.

5.3-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ St &\leq \min(20,25 ; 40\text{cm}) \end{aligned} \right\} St \leq 20,25 \text{ cm}$$

On prend $St=20 \text{ cm}$

Zone nodale :

$$St \leq \min(10\Phi_L, 15\text{cm})$$

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

On adopte $\left\{ \begin{array}{ll} St = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

III.6-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \eta = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

6.1-Plancher RDC/ étages courants :

Sur travée :

$$M_{ser} = 22,84 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 34,21 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,044$$

$$\eta = \frac{34,21}{22,84} = 1,49$$

$$\alpha \leq \frac{1,49-1}{2} + \frac{30}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,54 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 13,10 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 15,52 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,028$$

$$\eta = \frac{15,52}{13,10} = 1,17$$

$$\alpha \leq \frac{1,17-1}{2} + \frac{30}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,38 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6.2-Plancher Terrasse :

Sur travée :

$$M_{ser} = 17,31 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 22,62 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,037$$

$$\eta = \frac{22,62}{17,31} = 1,30$$

$$\alpha \leq \frac{1,30-1}{2} + \frac{30}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,45 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 8,16 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 11,19 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,017$$

$$\eta = \frac{11,19}{8,16} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{30}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,48 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.7 -Vérification de la flèche :

D’après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 6,40$ m

$$F_{adm} = \frac{640}{500} = 1,28 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,25^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,25}{2} - 0,025\right)^2$$

$$I_0 = 5,09 \cdot 10^{-1} \cdot m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,225} = 0,012$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,4}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65}\right) 0,012} = 4$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho b_{st}) + f_{t28}} = 0,880$$

$$IF_i = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 5,09 \cdot 10^{-1}}{(1 + 4 \cdot 0,880)} = 0,12 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_i I_{Fi}} = \frac{10,24 \cdot 10^{-3} \cdot 6,4^2}{10 \cdot 34179,55 \cdot 0,12} = 10,22 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Avec : $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 34179,55 \text{ MPa}$

Donc : $f = 10,22 \cdot 10^{-6} \text{ m} \leq f_{adm} = 1,28 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III.8-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

8.1-Plancher R.D.C /étages courants :

$$T_u = 28,26 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 15,52 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{15,52}{0,9 \cdot 22,5 \cdot 10^{-2}} = 76,64 \text{ KN} > T_u = 28,26 \text{ KN}$$

8.2-Plancher Terrasse :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{11,19}{0,9 \cdot 22,5 \cdot 10^{-2}} = 52,22 \text{ KN} > T_u = 20,35 \text{ KN}$$

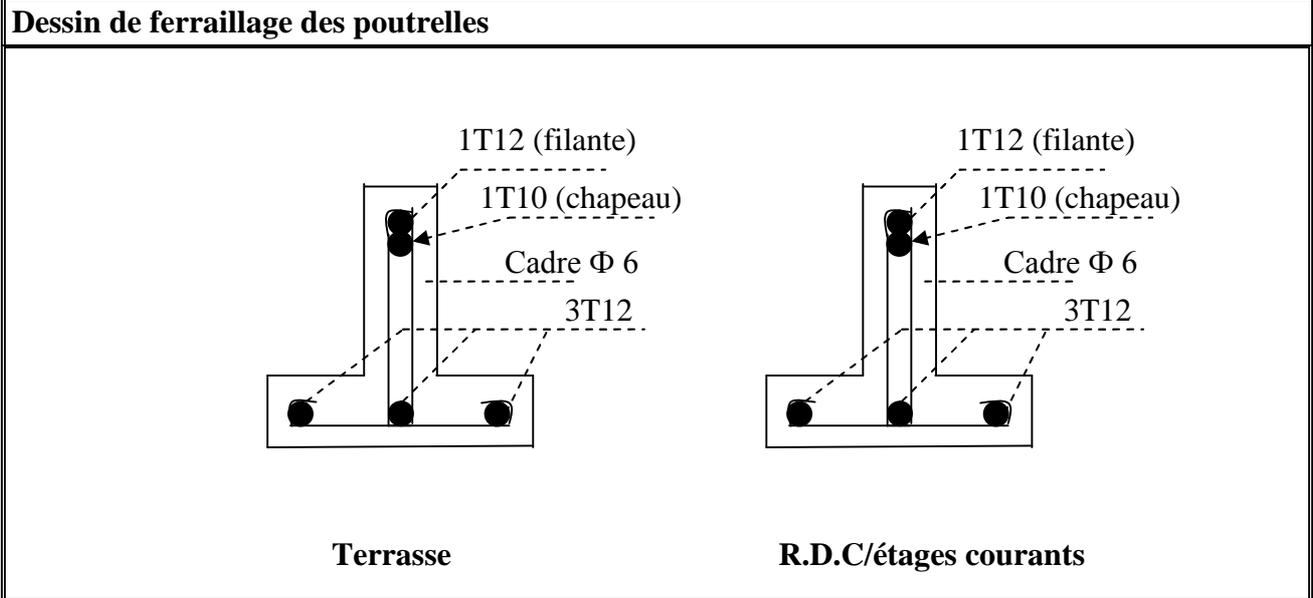


Fig III. 7 : Dessin de ferrailage des poutrelles

III.9-Etude de la dalle pleine (sous-sol) :

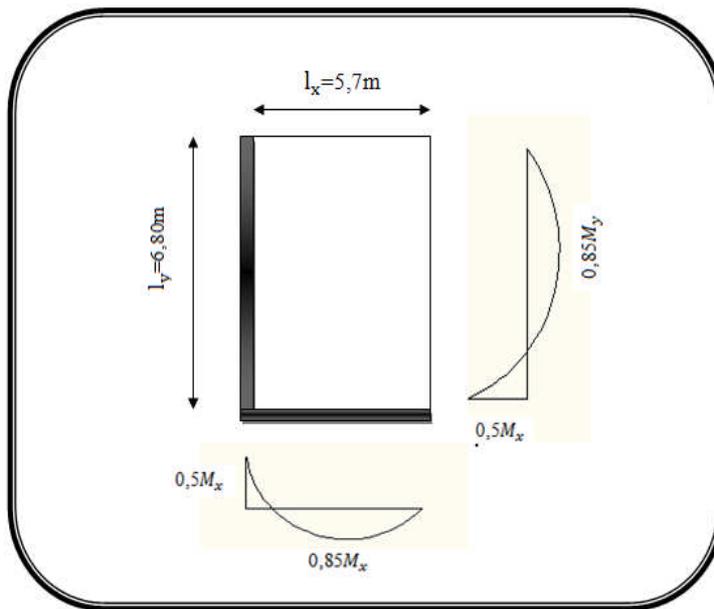


Fig III. 8 : panneau de dalle le plus sollicité

9.1-Épaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

l_x : La plus petite donnée mesurée entre nus d'appui.

l_y : Grande portée entre nus d'appuis.

$$\alpha = \frac{520}{630} = 0.82 \quad , L_x = 520 \text{ cm} \quad L_y = 630 \text{ cm}$$

1.1-Chargement :

Charge permanente :

$$G = 6,10 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Charge ultime :

$$Qu = (1,35G + 1,5Q) = 11.98 \text{ KN/m}$$

1.2-Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{520}{630} = 0.82 > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,82 : \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

Moment isostatique :

Sens l_x :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0539 \cdot 11,98 \cdot (5,2)^2 = 18,13 \text{ KN.m}$$

Sens l_y :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,6313 \cdot 18,13 = 11,44 \text{ KN.m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 13,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{oy} = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5 \cdot M_{ox} = 9,06 \text{ KN.m}$$

9.2-Calcul de ferrailage :

A l'E.L.U :

Dalle sous-sol :

Pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$)

$$M_{tx} = 13,59 \text{ KN.m.}$$

2. a- Les armatures inférieures (en travée) :

• **Sens L_x :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13,59 \cdot 10^3}{17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,043 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,043 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,978$$

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

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,59 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Sens Ly :**

$$M_{ty} = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,58 \cdot 10^3}{17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,027 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,027 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,986$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,58 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2. b- Les armatures supérieures (sur appui):

- **Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ inter}} = 9,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9,06 \cdot 10^3}{17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,029 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,029 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,06 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2. c- Pourcentage minimal des armatures :

- **Sens Ly :**

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens Lx :**

$$A_{x \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \text{ min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} ; \quad \alpha = 5,3/6,4 = 0,82$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,82}{2} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \text{ min}} , A_{sx}) = \max (1,30 ; 2,95) = 2,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \text{ min}} , A_{sy}) = \max (1,20 ; 1,85) = 1,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sur appui :**

$$A_{a \text{ inter}} = \max (A_{y \text{ min}} , A_{a \text{ inter}}) = \max (1,20 ; 1,96) = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers :

Diamètre :

$$\phi \leq (h_0 / 10)$$

$$\text{D'où : } \phi \leq 150 / 10$$

$$\text{Et puis : } \phi \leq 15 \text{ mm}$$

2. d- Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

- **Sens Lx :**
$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \min (3 \cdot h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (3 \cdot 15 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Sens Ly :
$$\begin{cases} S_{ty} \leq \min(4.h_0; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min(4.15; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Le choix des aciers :

En travée :

- Sens Lx :
$$\begin{cases} A_{tx} = 2,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ P.m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens Ly :
$$\begin{cases} A_{ty} = 1,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ P.m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appui :

- Appui intermédiaire :
$$\begin{cases} A_{ainter} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ P.m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ainter} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

2. e-Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha \approx 0,4 \rightarrow \begin{cases} V_x = Qu \frac{l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \left(\frac{11,98.5,20}{2} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{0,82}{2}} \right) = 22,51 \text{ KN} \\ V_y = Qu \frac{l_x}{3} = \frac{11,98.5,20}{3} = 21,16 \text{ KN} \leq 22,51 \text{ KN} \end{cases}$$

$V_{max} = \max(V_x; V_y)$

$V_{max} = 22,51 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{22,51.10^3}{1000.135} = 0,16 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{30}{1,5} = 1,4 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,16 \leq \bar{\tau} = 1,4 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

De (1), (2) et (3) :

Pas de risque de cisaillement.

9. 3-Les vérifications à L'E.L.S :

3.1-Chargement :

Charge permanente :

$G = 6.10 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Charge service :

$Q_{ser} = (G+Q) = 8.6 \text{ KN/m}$

3.2 Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{520}{630} = 0.82 > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,82 : \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

Moment isostatique :

- **Sens l_x :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0539 \cdot 8,6 \cdot (5,2)^2 = 13,02 \text{ KN.m}$$

- **Sens l_y :**

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,6313 \cdot 13,02 = 8,21 \text{ KN.m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 9,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{oy} = 6,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5 \cdot M_{ox} = 6,51 \text{ KN.m}$$

3. 3-vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

En travée :

$$M_{tx} = 9,76 \text{ KN.m} ; A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by/2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$$

On à :

$$A_s = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 + 15.4,52(y - 13,5) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,61 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15As (d - y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3,61)^3/3 + 15 \cdot 4,52(13,5 - 3,61)^2$$

$$I = 8199,85 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 16590/8199,85 \cdot 3,61 = 7,30 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 7,30 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Sur appuis :

$$M_a = 6,51 \text{ KN.m} \quad A_a = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , \quad A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,61 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 8166,85 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 7750/8166,85 \cdot 3,61 = 3,42 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,42 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{t_y} = 6,15 \text{ KN.m} ; A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 - nAs(d - y) = 0$$

$$y = 3,61 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15As (d - y)^2$$

$$I = 8166,85 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 6970/8166,85 \cdot 3,61 = 3,08 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 3,08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

9.4-Disposition du ferrailage :

4.1-Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$Fe400 \text{ et } f_{c28} = 30 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 50 \Phi = 50 \cdot 1 = 50 \text{ cm.}$$

4.2-Arrêt des barres sur appuis :

$$L1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (50 \text{ cm} ; 104 \text{ cm}).$$

$$L1 = 104 \text{ cm.}$$

$$L2 = \max (L_s ; L1/2) = \max (50 \text{ cm} ; 52)$$

$$L2 = 52 \text{ cm.}$$

4.3-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis.

à raison d'un sur deux .Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 520 / 10 = 52 \text{ cm}$$

4.4-Armatures finales :

$$\text{Suivant } L_x : A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4T12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant } L_y : A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4T12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{\text{aïnter}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4T12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

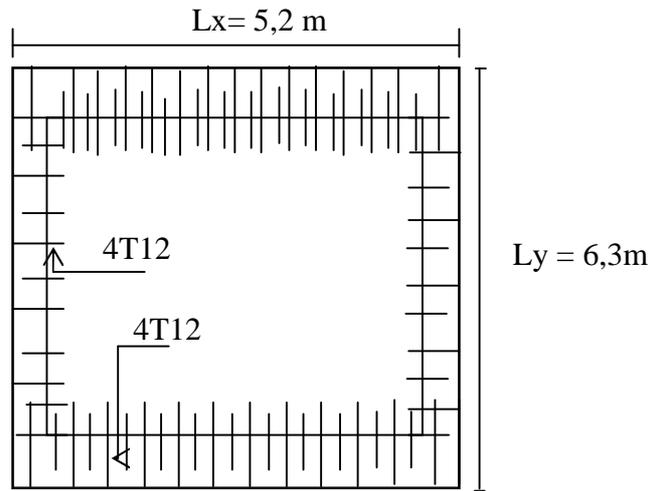


Fig III. 9 : Dessin Ferrailage du panneau de la dalle pleine.

III.10-L'acrotère :

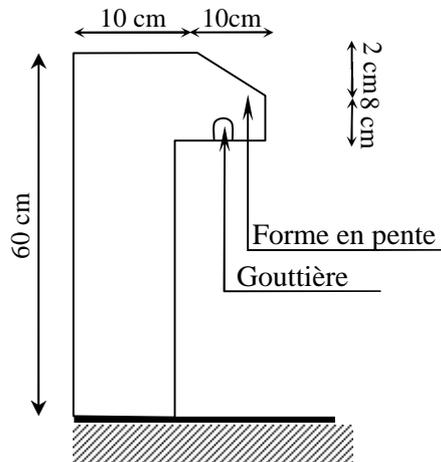


Fig III. 10 :Acrotère

10.1-Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et a une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

1.2-Charges sollicitant l'acrotère :**2.1-Charge permanente et charge d'exploitation :****1. a- Charge permanente ;**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,5 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$G = 1,71 \text{ Kn/m}$$

1. b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ Kn/ml}$$

2.2-Charge aux états limites :**2. a-E.L.U :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ Kn/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,97 \text{ Kn. m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

2. b- E.L.S :

$$N_S = G = 1,71 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN. m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

1.3- Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

1.4- Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

1.3- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**3.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,31 \left[0,9 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN. m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c')) f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

$$\left((0,337 \times h) - (0,81 \times c') \right) f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) 17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$-0,80 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

3.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 17} = 0,0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E. \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,688 (1 - 0,4 \times 0,688) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A_s' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

3.3-Calcul de la section d'armatures en :

3. a-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

4. a- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5Φ6 p.m.; $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

4. b- Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 5Φ6 p.m.

1.4-Les vérifications :

4.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

4.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0,88 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

4.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPA}$$

$\sigma_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

4.4 -Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

4.5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,30

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 1,36 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition vérifiée

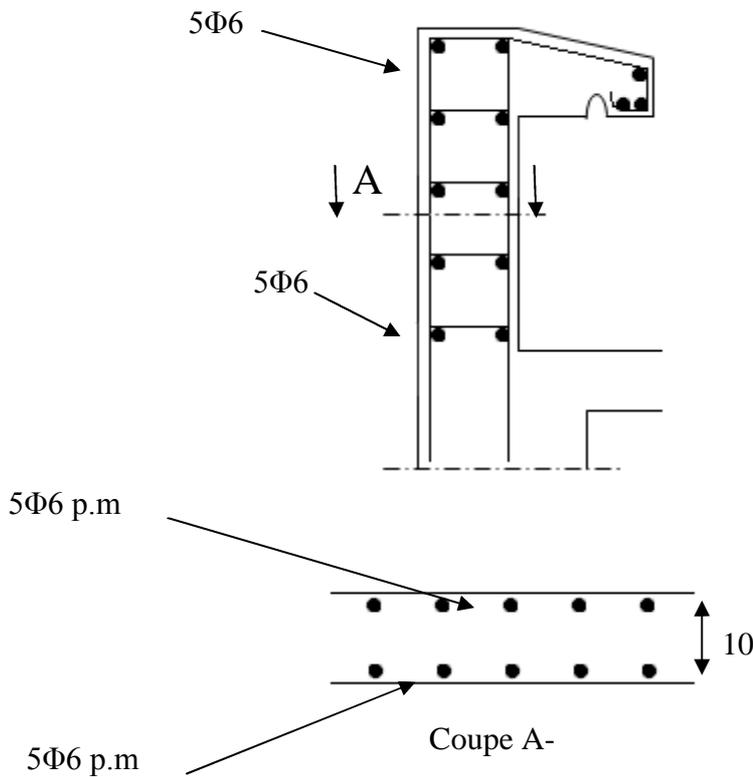


Fig III. 11 : Ferrailage de l’acrotère.

III.11- LES ESCALIER :

11.1- Définition :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d’un immeuble. A la différence d’un incliné (rampe de garage, par exemple), l’escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d’incendie, l’établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l’œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution.

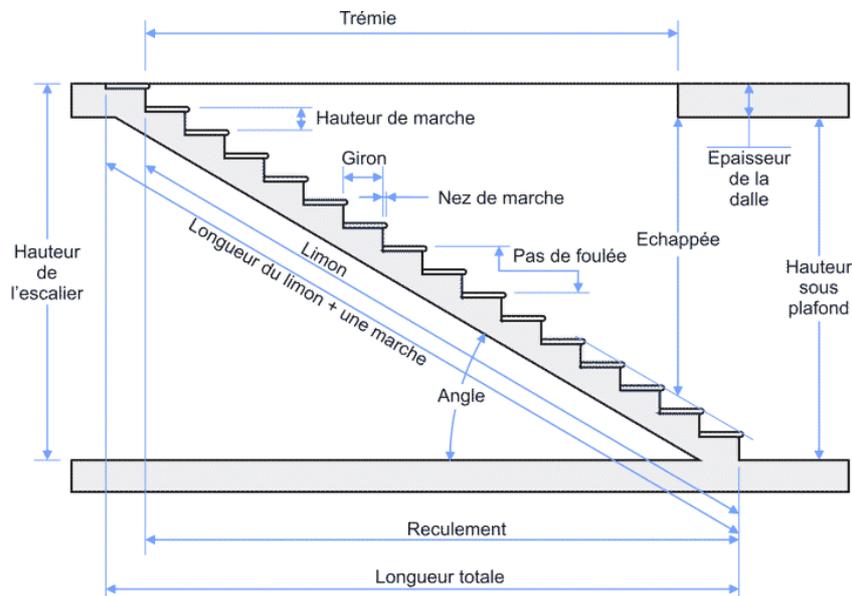


Fig III. 12: Coupe descriptive d'un escalier.

Dans le cas de notre projet, la cage d'escalier comporte trois volées séparées par de paliers ;

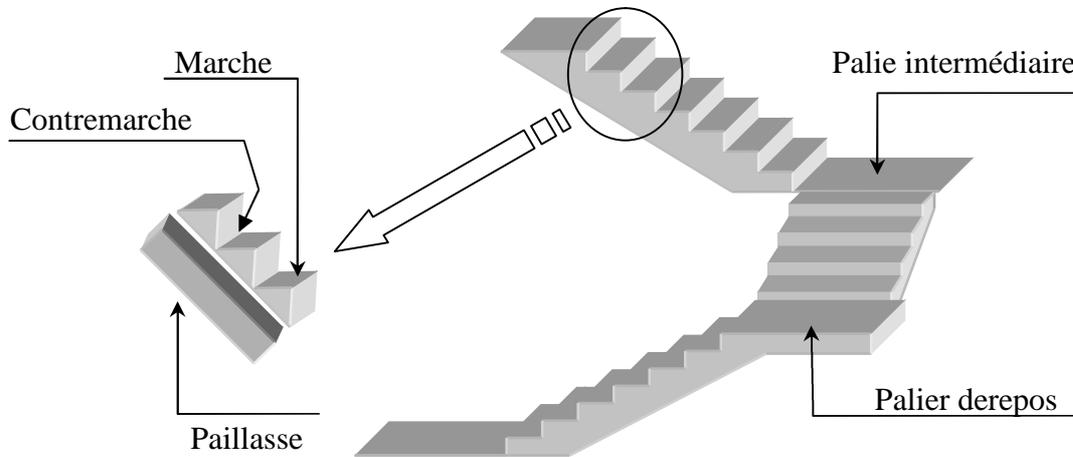


Fig III.13 : Schématisation d'un escalier à trois volées

11.2- Dimensions des escaliers :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$; Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche)

h' : La partie vertical qui limite la marche « contre marche »

h' : Est compris entre (16 et 18), on prend h'=17

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 66\text{ cm}$ (usage publique)

On a aussi c'est deux formules :

$H = n \times h = \frac{h_e}{2}$ et $L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

2.1- Dimensionnement des marches et contre marches :

- Pour les étages : $H_e = 3,5\text{ m}$
 $n = h/h' = 3,5/0,17 = 20$ marches (par 3 volée)
 $n-1 = 19$ (contre marche)
- Pour le RDC : $H_e = 4,5\text{ m}$
 $n = h/h' = 4,5/0,17 = 26$ marches (par 3 volée)
 $n-1 = 25$ (contre marche)
- Pour le S/SOL : $H_e = 3,00\text{ m}$
 $n = h/h' = 3/0,17 = 17$ marches (par 3 volée)
 $n-1 = 16$ (contre marche)

Remarque : on calcul l'escalier le plus défavorable, donc on prend l'escalier de RDC d'où n = 26 marches

Volée 01 :

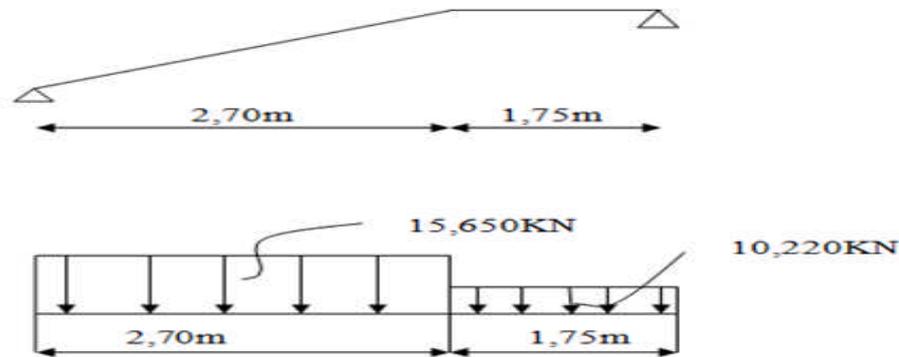


Fig III. 14 : Schéma statique de la première volée

D'après (1), on a : $H_e = 4,50m$ et $H = H_e/3 = 1,5m$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 66cm$, $H = 150 cm$ et $L = 270cm$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 636n + 300 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 9$ (nombre de marche)

$$h = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 15) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 16 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{15}{30} = 0,50 \Rightarrow \alpha = 29,51^\circ \rightarrow 0,89$$

1. a- Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{270}{30 \times 0,89} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,89} \rightarrow$$

$$10,11 \leq e_v \leq 15,16$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

1. b- Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,89} = 14.48 \text{ cm}$$

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

2.2- Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

A -Volée

Tableau III.3 : Evaluation des charges et surcharges de la volée

N°	Désignation	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,40
3	Lit de sable	0,30
3	Revêtement en carrelage vertical	0,20
4	Mortier de ciment vertical	0,20
5	Poids propre de la paillasse	4,49
6	Poids propre des marches	1,98
7	Enduit en plâtre	0,20
8	Garde-corps	1
		$\Sigma G = 8,86$
		$Q = 2,5$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 15,65 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 11,36 \text{ kN/m} \end{cases}$

B- Palier :

Tableau III. 4 : charges et surcharge du palier

N°	Désignation	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Revêtement en carrelage	0,40
2	Mortier de ciment	0,40
3	Lit de sable	0,30
5	Poids propre du palier	3,50
6	Enduit en plâtre	0,20
		$\Sigma G = 4,8$
		$Q = 2,5$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 10,22 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 7,30 \text{ kN/m} \end{cases}$

2.3-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{15,65 - 10,22}{10,22} = 0,53 > 10 \%$$

Les réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_a + R_b - q_2 \times 1,75 - q_1 \times 2,7 = 0$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 15,65 \times 2,7 + 10,22 \times 1,75$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 60,14 \text{ KN / m}^2$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_a \times 4,45 = q_1 \times 2,7 \times 2,78 + q_2 \times 1,75 \times 1,75/2$$

$$R_a = 29,91 \text{ KN}$$

$$R_b = 30,23 \text{ KN}$$

3. a-Moment fléchissant max :

$$M(x) = (30,23 \times x) - 10,22 \times 1,75 \times \left(x - \frac{1,75}{2}\right) - 15,65 \times \left(\frac{x - 1,75}{2}\right)^2$$

Position du moment max :

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d \left[30,23x - 17,88 \times (x - 0,87) - 16,65 \times \left(\frac{x^2 - 3,5x + 1,75^2}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$= 30,23 - 17,88 - 15,65 \times x + 27,56$$

$$\rightarrow x = 2,55 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{\text{max}}(2,55) = 30,23 \times 2,55 - 10,22 \times 1,75 \times (2,55 - 0,87) - 15,65 \times \left(\frac{2,55 - 1,75}{2}\right)^2$$

$$M_{\text{max}} = 31,92 \text{ KN.m}$$

3. b-Effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1,75 :$$

$$T(x) = 30,23 - 11,32 \times x$$

$$T(0) = 30,23 \text{ KN}$$

$$T(1,75) = 12,34 \text{ KN}$$

$$1,75 \leq x \leq 4,45 :$$

$$T(x) = 30,23 - 10,22 \times x - 15,65 \times (x - 1,75)$$

$$T(1,75) = 12,34 \text{ KN}$$

$$T(4,45) = 48,11 \text{ KN}$$

D'après un calcul de RDM on a :

$$M_{\text{ultime}} = 31,92 \text{ kN.m}$$

$$M_t = (0,8) \times 31,92 = 25,540 \text{ kN.m}$$

$$M_a = (0,2) \times 31,96 = 6,385 \text{ kN.m}$$

2.4- Ferrailage en travée :

4.a - à l'ELU :

$$\mu = \frac{25,540 \times 10^3}{17 \times 100 \times 10,8^2} = 0,128 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,931$$

$$A_s = \frac{M_u \times 1000}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{25,540 \times 1000}{348 \times 0,931 \times 10,8} = 7,29 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 10,8 \times 2,4}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$ donc on ferraillera avec A.

Soit $A = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$.

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

L'espacement :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{48,11 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,9 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,9 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

4.b- à l'ELS :

$$M_{\text{service}} = 22,80 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 120,6y - 1302,24 = 0 \rightarrow y = 4,21 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,21^3}{3} + (15 \times 8,04)(10,8 - 4,21)^2 = 7724,70 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{22,80 \times 10^3}{7724,70} \times 4,21 = 12,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 12,42 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

2.5- Ferrailage sur appuis :

5. a- à l'ELU :

D'après un calcul de RDM on a :

$$M_{\text{ultime}} = 6,385 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{6,385 \times 10^3}{17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,020 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u \times 1000}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,385 \times 1000}{348 \times 0,990 \times 13,5} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13,5 \times 2,4}{400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage sera fait avec A_{\min}

Soit : $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

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

Soit : $A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

L'espace :

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

5.b - à l'ELS :

$$M_{\text{service}} = 4.02 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 67,8 y - 1037,34 = 0 \rightarrow y = 3,63 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,63^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 3,63)^2 = 8199,26 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{22,80 \times 10^3}{8199,26} \times 3,63 = 10,09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 10,09 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots$, Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{16}{445} = 0,0359 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b} \cdot d \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0059 > 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

Volée 02 :

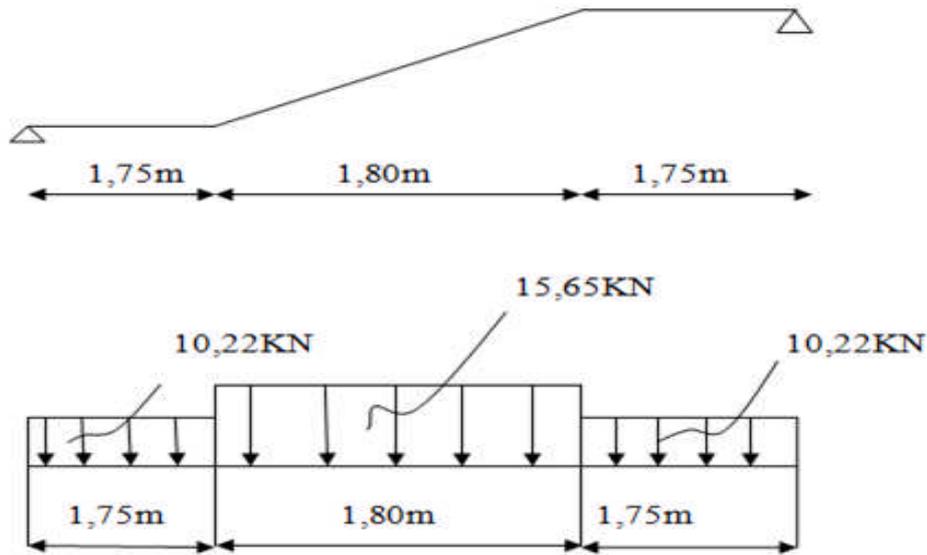


Fig III. 16 : schéma statique de la deuxième volée

$2h + g = 66 \text{ cm}$ (Usage habitation)

$n = 9$ (nom)

$n - 1 = 8$ (denom)

$\rightarrow h = \frac{162}{9} \rightarrow h = 18 \text{ cm}, \text{ et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{8} = 25 \text{ cm}$

$\rightarrow 2 \times 18 + 23 = 59 \text{ cm}$

$\rightarrow 59 \text{ cm} \leq 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

D'après un calcul de RDM on a :

$M_{ultime} = 24,63 \text{ kN.m}$

$M_t = (0,8) \times 24,63 = 19,70 \text{ kN.m}$

$M_a = (0,2) \times 24,63 = 4,92 \text{ kN.m}$

2.1 Ferrailage en travée :

1.a - à l'ELUR :

$\mu = \frac{19,70 \times 10^3}{17 \times 100 \times 10,8^2} = 0,099 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\beta = 0,947$

$A_s = \frac{M_u \times 1000}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19,70 \times 1000}{348 \times 0,947 \times 10,8} = 5,53 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,4}{400} = 1,49 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{min}$ donc on ferrillera avec A_s .

Soit $A_s = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$.

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54\text{cm}^2$$

Soit : $A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

L'espace :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

1.b - à l'ELS :

$$M_{\text{service}} = 28,61\text{kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 188,55y - 2036,34 = 0 \rightarrow y = 4,77 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,77^3}{3} + (15 \times 12,57)(10,8 - 4,77)^2 = 10473,55 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{28,61 \times 10^3}{10473,55} \times 4,77 = 13,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 13,02 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

2-2 Ferrailage sur appuis :

2. a - à l'ELUR :

D'après un calcul de RDM on a : $M_{\text{ultime}} = 6,994\text{kN.m}$

$$\mu = \frac{6,994 \times 10^3}{17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,022 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_u \times 1000}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,994 \times 1000}{348 \times 0,989 \times 13,5} = 1,50\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,4}{400} = 1,79\text{cm}^2$$

Donc le ferrailage sera fait avec A_{min}

Soit : $A_{\text{min}} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \dots \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

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

Soit : $A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

L'espace :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

2.b - à l'ELS :

$$M_{\text{service}} = 4.86\text{kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,53 = 0 \rightarrow y = 3,68 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,68^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 3,68)^2 = 8266,06 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{3,68 \times 10^3}{8266,06} \times 3,68 = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,63 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

Volée 03 :

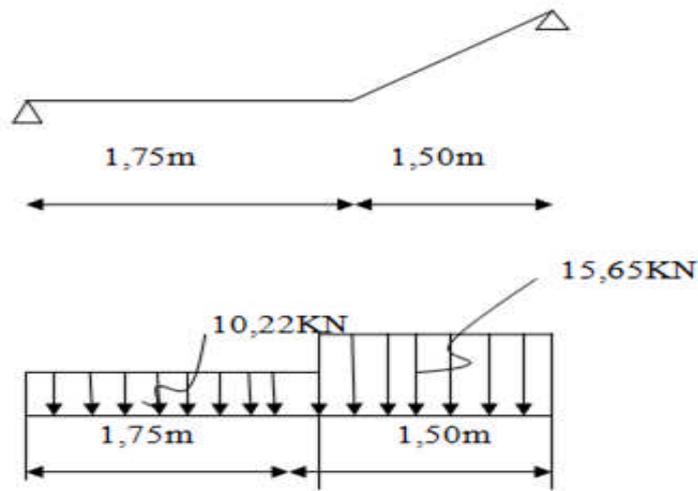


Fig III. 17 : schéma statique de la deuxième volée

$$h + g = 66 \text{ cm (Usage habitation)}$$

$$n = 7 \text{ (nom)}$$

$$n - 1 = 6 \text{ (denom)}$$

$$\rightarrow h = \frac{150}{7} \rightarrow h = 21,43 \text{ cm, et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 2 \times 21,43 + 25 = 67,86 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 67,86 \text{ cm} \leq 65\text{cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D'après un calcul de RDM on a : $M_{ultime} = 16,71 \text{ kN.m}$

$$M_t = (0,8) \times 16,71 = 13,37 \text{ kN.m}$$

$$M_a = (0,2) \times 16,71 = 3,34 \text{ kN.m}$$

3-1 Ferrailage en travée :

3.a - à l'ELUR :

$$\mu = \frac{13,37 \times 10^3}{17 \times 100 \times 10,8^2} = 0,067 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,965$$

$$A_s = \frac{M_u \times 1000}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13,37 \times 1000}{348 \times 0,965 \times 10,8} = 3,68 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,4}{400} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{min}$ donc on ferrillera avec A_s .

Soit..... $A = 4 \text{ T12} = 4,52 \text{ cm}^2$.

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Soit :..... $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

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

Soit :..... $A = 4 \text{ T10} = 3,14 \text{ cm}^2$.

L'espaceur :

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Soit :..... $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.b - à l'ELS :

$$M_{service} = 28,61 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 120,6 y - 1302,24 = 0 \rightarrow y = 4,21 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,21^3}{3} + (15 \times 8,04)(10,8 - 4,21)^2 = 7724,70 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{28,61 \times 10^3}{7724,70} \times 4,21 = 15,59 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 15,59 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$, Condition vérifiée

3-2 Ferrailage sur appuis :

3.a - à l'ELU :

D'après un calcul de RDM on a :

$$M_{ultime} = 6,994 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{6,994 \times 10^3}{17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,022 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,989$$

$$A = \frac{M_u \times 1000}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,994 \times 1000}{348 \times 0,989 \times 13,5} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,4}{400} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage sera fait avec A_{min}

Soit : $A_{min} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

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

Soit : $A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

L'espacement :

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm.}$

3.b - à l'ELS :

$$M_{service} = 8,03 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 67,8 y - 915,57 = 0 \rightarrow y = 3,63 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,63^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 3,63)^2 = 8199,26 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,03 \times 10^3}{8199,26} \times 3,63 = 3,55 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 3,55 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$, Condition vérifiée

11.3- Dimensionnement de la poutre brisée:

Selon le **B.A.E.L 91/1999**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Leftrightarrow 34,66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Leftrightarrow 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

$\frac{h}{b} = 1,5 < 4$; Condition vérifiée.

1. Ferrailage de la poutre brisée :

a- Ferrailage longitudinal :

• **Ferrailage en travée : (situation durable E.L.U) :**

D'après un calcul de RDM on a :

$M_u = 72,510 \text{ kN.m}$

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 40,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0,086$$

$\beta = 0,955$

$$A_s = \frac{M_u \times 1000}{\sigma_s \times \beta \times d} = 5,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,4}{400} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Choix :6T12=6,79cm².

• **E.L.S :**

D'après un calcul de RDM on a :

$M_{\text{ser}} = 52,050 \text{ kN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 92,4 y - 2806,65 = 0 \rightarrow y = 13,48 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 13,48^3}{3} + (15 \times 4,62) (40,5 - 13,48)^2 = 132243,07 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{52,05 \times 10^3}{132243,07} \times 13,48 = 5,30 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 5,30 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **Ferrailage sur appui :**

$M_a = 14,502 \text{ kN.m}$

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

$\beta = 0,991$

$$A_s = \frac{M_u \times 1000}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14,502 \times 1000}{348 \times 0,991 \times 40,5} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 40,5 \times 2,4}{400} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage sera fait avec A_{\min}

Choix3T12=3,39cm².

• **E.L.S**

M_{ser} = 10,41 kN.m

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 1907,55 = 0 \rightarrow y = 11,86 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 11,86^3}{3} + (15 \times 3,14)(40,5 - 11,86)^2 = 65335,58 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,41 \times 10^3}{65335,58} \times 11,86 = 1,90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,90 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

b-Ferrailage transversale :

L'effort tranchant :

$$T_u = 77,34 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} \times 10 = \frac{77,34}{30 \times 40,5} \times 10 = 0,63 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible (fissuration peu nuisible).

$$\overline{\tau}_U = \min(0,13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,9 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_U < \overline{\tau}_U$$

Donc la condition est vérifiée

D'où le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\begin{array}{l} \frac{h}{35} = 12,9 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = 30,0 \text{ mm} \\ \phi_{\min} = 8,00 \text{ mm} \end{array} \right) \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

-Espacement :

L'espace des armatures transversales exigées par le RPA 99 est :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right) \Rightarrow S_t = \min(11,25 \text{ cm}, 19,2 \text{ cm})$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \text{ en zone courante.}$$

-Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \times b$$

$$A_t \geq 0,4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times 25 / 400 = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres T8 = 1,01 cm²

Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{530} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,086 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{45}{530} > \frac{52,05}{10 \times 61,21} \Rightarrow 0,086 = 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 f_e \Rightarrow \frac{6,16}{30 \times 40,5} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,005 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

III.12- La cage d'ascenseur :

12.1-Définition :

C'est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes. Les ascenseurs sont classés en plusieurs classes. On distingue :

Un ascenseur destiné au transport des personnes, principalement dans les bâtiments d'habitation. La série normalisée (P 82-208/ISO 41906-1) et dont la charge admise est de 675kg. Ce qui nous concerne au niveau de l'ascenseur c'est la dalle machine, car en plus de son poids propre, la dalle machine supporte le poids du dispositif (poids de la machine ainsi que la cuvette).

On a adopté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

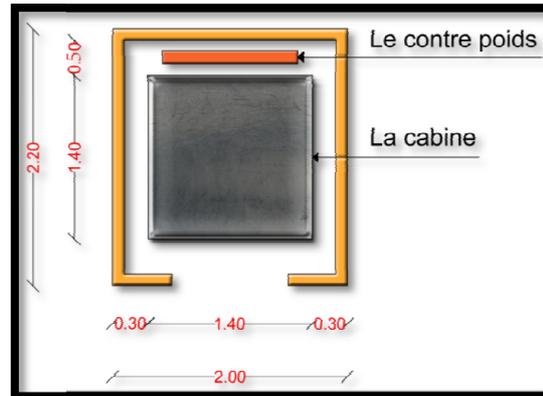


Fig III. 19 : Dimensionnement de l’ascenseur

- Une largeur de : 1,4 m
- Une longueur de: 1,4 m
- Une hauteur de cabine de : 2,2 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00m
- Une hauteur de course de : 30,60 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l’ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

-Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- Q : surcharges dans la cabine

- P_p : Le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

-Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de $1,96 \text{ m}^2$. D’après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

Le poids mort :

Tableau III.5 : Poids mort de l’ascenseur

Poids de la cabine $s = (2 \times 1.40 + 1.4) \times 2.20 = 9.24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.4 = 148,76 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 2.20 \times 2,2 = 4,84 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 4.84 = 532,4 \text{ kg}$
Poids de toit	$M_3 = 20 \times 4.84 = 96,8 \text{ kg}$

Poids de l'arcade	M4=60+(80x1.4)=172kg
Poids de parachute	M5=40kg
Poids des accessoires	M6=80kg
Poids de poulies de moulage	M7=2x30=60kg
Poids de la porte de cabine	M8=80+(1,6x25)=120 kg

Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1249,96 \text{ kg}$

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1249,96 + \frac{675}{2} = 1587,46 \text{ kg}$

12.2-Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. on prend Pour notre cas $C_s=12$.à titre créance .

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que soit

le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a alors : $C_r = C_s \cdot M$ _____ (1)

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$M=Q + P_m + M_g$ _____ (2)

dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ ($M_g \ll Q+P_m \Rightarrow M=Q+P$)

on aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s \cdot (Q+P) = 12(675+1249,96) = 23099.52 \text{ kg}$

celle ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$\Rightarrow C_r = \frac{23099,52}{0,85} = 27175.90 \text{ kg}$

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $C_r = C_r(1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

m : type de moulage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

pour un câble de $d=12,22 \text{ mm}$ et $m=2$ on à : $C_r(1 \text{ câble})=8152 \text{ kg}$

$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{27175,90}{8152 \times 2} = 1.67$ soit $n=2$ câbles.

vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble; Le nombre de câble doit être un nombre pair .

Le poids des câbles (M_g):

$M_g = m \times n \times l$

m : la masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg}$

L :longueur du câble $L = 30,60 \text{ m}$

n : nombre des câbles n =2

$$Mg = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 30,60 = 31,52 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + Mg = 675 + 1249,96 + 31,52 = 1956,48 \text{ kg}$$

Vérifications de Cr :

$$Cr = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{Cr}{M} = \frac{27175,90}{1956,48} = 13,89 > 12 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

12.3-Calcul de la charge permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + Mg$$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$\text{La charge permanente totale : } G = 1249,96 + 1587,46 + 1200 + 31,52 = 4068,94 \text{ kg}$$

Les surcharges : $Q = 675 \text{ kg}$.

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6505,56 \text{ kg.}$$

Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement .

La charge totale ultime : $q_u = 6505,56 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui , alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6505,56}{4} = 1626,39 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 > q_0 = 1626,56 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

12.4-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

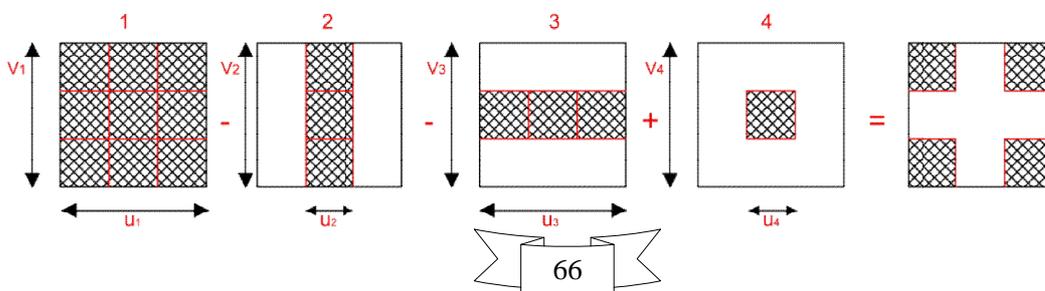


Fig III. 20 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Distances des rectangles :

- Rectangle 1
 - $\left\{ \begin{array}{l} u = 90\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{array} \right.$
- Rectangle 2
 - $\left\{ \begin{array}{l} u = 40\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{array} \right.$
- Rectangle 3
 - $\left\{ \begin{array}{l} u = 90\text{cm} \\ v = 70\text{cm} \end{array} \right.$
- Rectangle 4
 - $\left\{ \begin{array}{l} u = 40\text{cm} \\ v = 70\text{cm} \end{array} \right.$

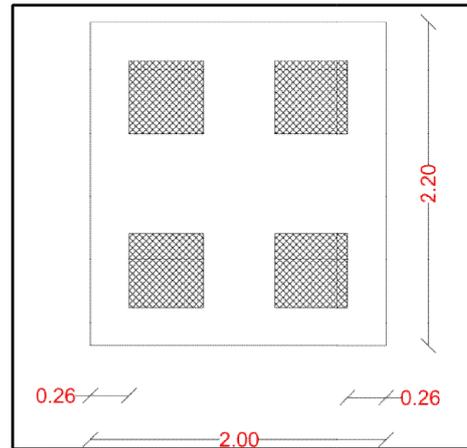


Fig III. 21 : Dessin montrant la concentration des charges

4.1-Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'E L U ($\nu = 0$)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{array} \right.$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm²est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1626,39}{0,25 \times 0,25} = 26022,24 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le Tableau Ci-dessus :

Lx=2,00 m; Ly=2,20m

Tableau III.6 : résume les moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0,066	1.08	26022.24	28104.02	2810.40	2836.4
2	0.18	0.55	0,151	0,076	0.48	26022.24	12490.68	1274.04	3929.35
3	0.41	0.32	0,126	0,086	0.63	26022.24	16394.01	1836.12	3278.80
4	0.18	0.32	0,181	0,102	0.28	26022.24	7286.23	1100.22	4710.02

4.2 -Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 338.27 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 238.88 \text{ kg. m}$$

4.3 -Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

3.a -Chargement :

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

- Charges d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656.25 \text{ kg/m}$

3.b -Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,0}{2,2} = 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases} \quad \alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116,89 \text{ kg. m} \\ M_{y2} = 116,89 \text{ kg. m} \end{cases}$$

4.4 -Les moments appliqués à la dalle:

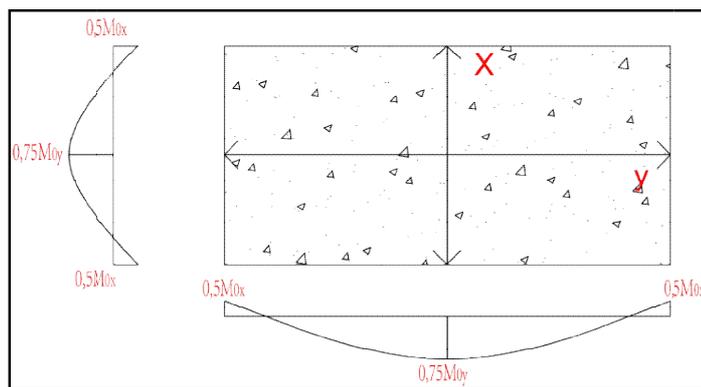


Fig III. 22: Moments de la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 338.27 + 116,89 = 455.16 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 238.88 + 116,89 = 355.77 \text{ kg. m}$$

4.5 -Moments retenus:

- En travée:

$$M_{tx} = 0,75. M_{0x} = 341.37 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75. M_{0y} = 266.82 \text{ kg. m}$$

- Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 227.58 \text{ kg. m}$$

12.5-Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100\text{cm}$
- Hauteur de la section : $h = 30\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 27\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{Mpa}$, $\delta_s = 348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 30\text{Mpa}$, $f_{bc} = 17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,4\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

5.1-En travée :**Sens l_x :**

Le moment ultime : $M_{tx} = 3413,7 \text{ N. m}$

$$\text{Le moment réduit } \mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{3413,7}{100.13,5^2.17} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9935$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta. d. \delta_s} = \frac{3413,7}{0,9935 . 13,5. 348} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens l_y :

Le moment ultime : $M_{ty} = 2668,20 \text{ N. m}$

$$\text{Le moment réduit } \mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2668,20}{100.13,5^2.17} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta. d. \delta_s} = \frac{2668,20}{0,995 . 13,5. 348} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5.2-Sur appui:

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 2275,8\text{N. m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b. d^2. \delta_{bc}} = \frac{2275,8}{100 . 13,5^2. 17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta. d. \delta_s} = \frac{2275,8}{0,996 . 13,5. 348} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0=15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

Sens l_y :

$$A_{y_{\min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,57/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{t_y} = A_{y_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,49/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{a_y} = A_{y_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens l_x :

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1,0}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = \frac{0,73 \text{ cm}^2}{\text{ml}} < A_{x_{\min}} = 1,20 \rightarrow A_{t_x} = A_{x_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,20 \rightarrow A_{a_x} = A_{x_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

5.3 -Choix des aciers:

Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

On à : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15 \text{ mm}$

3.1 -En travée:

Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

3.2 -Sur appui :

$$\begin{cases} A_a = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

5.4 -Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b \cdot d}$; et $\bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$

$V_{\text{utot}} = \{V_x + V_y ; \text{Sens } L_x$

$V_{\text{utot}} = \{V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$

On calcul V_x et V_y :(efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}; V_x = V_y \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 650,55 \times \frac{2,2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN}$$

$$V_y = 650,55 \times \frac{2,2}{3} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN} = V_x$$

On calcul V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1626,39}{2 \times 25 + 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V) \Leftrightarrow \frac{1626,39}{3 \cdot 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25\text{cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 21,69 \text{ KN}$$

5.5 -L'effort total V_{tot} :

– **Sens I_x :** $V_{tot} = V_x + V_y = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$

– **Sens I_y :** $V_{tot} = V_y + V_u = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$

Donc : $V_{tot} = \max(V_{tot x} ; V_{tot y}) = 22,17 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{22,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,164 \text{ Mpa}$$

$$h_0 = 15\text{cm}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 1,625$$

donc : $\tau < \bar{\tau}_u$ —————condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

12.6 -Les vérifications à L'E.L.S :

6.1 -Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

A -Charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2(\text{E. L. S})$$

$$P'_{ser} = q'_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1185,99\text{kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1185,99}{0,25^2} = 18975,84 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 18975,84 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci-dessus

Tableau III.7 : résumé les moments isostatiques des rectangles

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} ·S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
-----------	------	------	----------------	----------------	---------------------	---	------------------------	------------------------

1	0.41	0.55	0.109	0.066	1.08	20493.90	2504.35	1799.36
2	0.18	0.55	0.151	0.076	0.48	9108.40	1513.82	967.31
3	0.41	0.32	0.126	0.086	0.63	11954.78	1711.92	1329.37
4	0.18	0.32	0.181	0.102	0.28	5313.24	1070.08	734.28

6.2 -Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0x_c} = M_{0x_1} - M_{0x_2} - M_{0x_3} + M_{0x_4} = 348.69 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y_c} = M_{0y_1} - M_{0y_2} - M_{0y_3} + M_{0y_4} = 236.96 \text{ kg.m}$$

6.3 -Moment dû aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad e_p = 15 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} = 1.00 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 1 ; \text{ E.L.S} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{0x_r} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0441 \times 475 \times 2,2^2 = 101,39 \text{ kg/m}$$

$$M_{0y_r} = \mu_y \cdot M_{0x_r} = 1,00 \times 101,39 = 101,39 \text{ kg/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0x_c} + M_{0x_r} = 348,69 + 101,39 = 450,08 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0y_c} + M_{0y_r} = 236,96 + 101,39 = 338,35 \text{ kg.m}$$

6.4 -Les moments en travées et sur appuis :

$$M_{t_x} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 450,08 = 337,56 \text{ kg.m}$$

$$M_{t_y} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 338,35 = 253,76 \text{ kg.m}$$

$$M_{a_x} = M_{a_y} = 0,5 M_{0x} = 225,04 \text{ kg.m}$$

6.5 -Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

5.1 -En travée :

$$M_{t_x} = 3375,6 \text{ N.m} \quad ; \quad A_t = 3.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ;$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \hat{A}_s = 0 \quad ; \quad \text{et } n = 15$$

D'où

$$50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,34 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,34^3 / 3 + 15 \times 3.93(13,5 - 3,34)^2$$

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser} / I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \frac{3375,6}{7327,14} \times 3,34 = 1,54 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 1,54 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ca nous convient.

5.2 -Sur appuis :

$$M_{app} = 225,04 \text{ kg. m} ; \quad A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,34 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2250,4}{7327,14} \cdot 3,34 \right) = 1,03 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,03 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Suivant L_y :

1 - travée :

$$M_{ty} = 253,76 \text{ kg. m} ; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\hat{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \hat{A}_s = 0 ; \quad \text{et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 2,57^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 6192,62 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2537,6}{6192,62} \cdot 2,57 \right) = 1,09 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,09 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

6.6 -Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t=20\text{cm}$

$A_a=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t=20\text{cm}$

Suivant L_y : $A_t=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t=20\text{cm}$

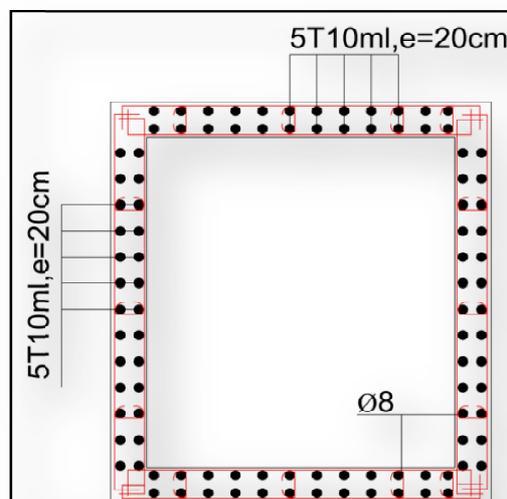
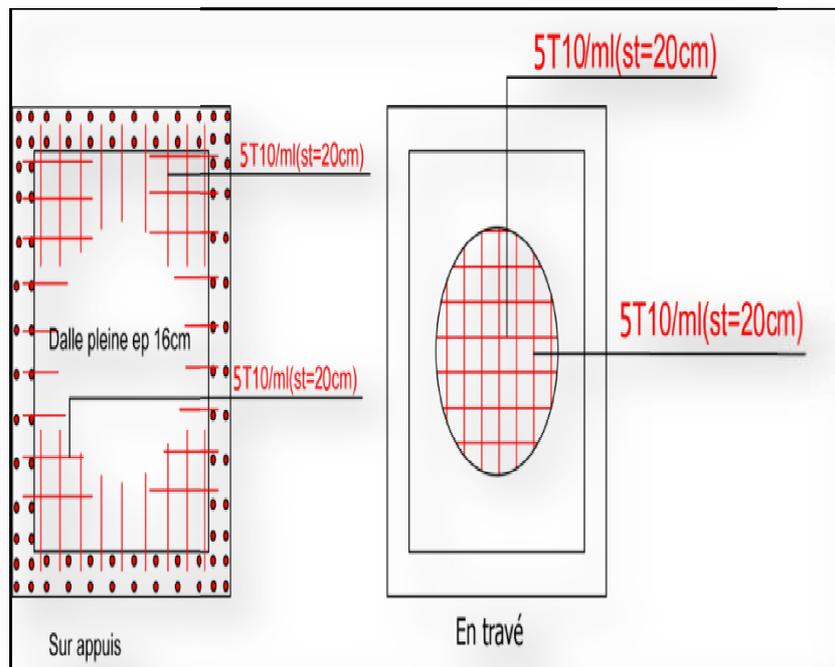


Figure III.23 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur

IV.1-Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

IV.2-Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

Analyse statique équivalente : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

2.1-Analyse Modale Spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

2.2-Méthode du calcul ;

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

2.3-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

- 1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

- 2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

- 3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\bar{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_c)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

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 à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

IV.3-Méthode d'analyse modale spectrale :

3.1-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

3.2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

3.3-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (III) avec un groupe d'usage 1B

Donc $A = 0,30$

- **D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 10 \%$$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 35.00 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 35.00^{3/4} = 0.719 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0.719 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.719}\right)^{2/3} = 1.494$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau IV. 1 : Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,10) = 1,25$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

3.4-Le poids total de la structure :

Tableau IV. 2 : Poids de la structure

Niveau	W(t)
Terrasse	588,10
6	713,18
5	713,18
4	717,70
3	723,39
2	723,39
1	752,21
RDC	959,46
S/SOL	965,92
TOTAL	6856,53

IV.4-Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :

4.1-Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.30 \times 1.494 \times 1.25 \times 6856.53}{5} = 768.27 \text{ t}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

Tableau IV.3 : Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
Forces sismiques	663.94	675.33

$$V_{dx} = 663.94 \text{ t} > 80\% V_{st} = 614.61 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 675.33 \text{ t} > 80\% V_{st} = 614.61 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4.2-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0.8588 \text{ s}$

$$T_{dyn} = 0,8588 < 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.719 = 0.934 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4.3-Vérification des facteurs de participation massique :

Sens transversal :

Tableau IV.4 : facteur de participation massique

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		U _x	U _y	U _z	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,858795	0,011	56,7509	0	0,011	56,7509	0
2	0,671837	56,6892	0,0123	0	56,7002	56,7632	0
3	0,518795	0,0467	0,0436	0	56,7569	56,8067	0
4	0,374273	0,0013	19,8991	0	56,7482	76,7059	0
5	0,336855	19,9976	0,0018	0	76,7458	76,7077	0
6	0,209523	0,0489	0,0108	0	76,7947	76,7185	0
7	0,180529	0,0005	10,8684	0	76,7952	87,5869	0
8	0,157759	10,7687	0,0009	0	87,5639	87,5878	0
9	0,125914	0,0008	8,4795	0	87,5647	96,0673	0

4.4-Les déplacements latéraux inter- étage :

Tableau V.5 : les déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
6	0,0107	0,0117
5	0,0087	0,0095
4	0,0067	0,0074
3	0,0048	0,0053
2	0,0031	0,0034
1	0,0017	0,0018
RDC	0,00040	0,00042
S/SOL	0.00016	0.00018

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R = 5

Tableau IV.6 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage

NIVEAU	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	
TERASSE	0,0043	0,0070	0,0215	0,0350	0,0350	Vérifiée
6	0,0039	0,0057	0,0195	0,0285	0,0350	Vérifiée
5	0,0034	0,0044	0,0220	0,0220	0,0350	Vérifiée
4	0,0029	0,0032	0,0160	0,0160	0,0350	Vérifiée
3	0,0022	0,0021	0,0105	0,0105	0,0350	Vérifiée
2	0,0016	0,0017	0,0085	0,0085	0,0350	Vérifiée
1	0,0010	0,0011	0,0055	0,0050	0,0350	Vérifiée
RDC	0,0005	0,0008	0,0025	0,0040	0,0450	Vérifiée
S/SOL	0,0001	0,0002	0,0010	0,0010	0,0300	Vérifiée

4.5-Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Sens x :

Tableau IV.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x)

NIVEAU	$W_I(t)$	P_K	Δ_k	V_K	$h_i(m)$	Θ
Terrasse	588.10	588.10	0.0215	118.30	3.50	0.03053
6	713.18	1301.28	0.0195	182.42	3.50	0.03973
5	713.18	2014.46	0.0220	231.55	3.50	0.05468
4	717.70	2732.16	0.0160	272.19	3.50	0.04588
3	723.39	3455.55	0.0105	303.89	3.50	0.03411
2	723.39	4178.94	0.0085	331.28	3.50	0.03063
1	752.21	4931.15	0.0055	345.49	3.50	0.02242
RDC	959.46	5890.61	0.0025	352.28	4.50	0.00928
S/SOL	965.92	6856.53	0.0010	260.34	3.00	0.00877

Sens y :

Tableau IV.8 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens y)

NIVEAU	$W_I(t)$	P_K	Δ_k	V_K	$h_i(m)$	Θ
Terrasse	588.10	588.10	0.0350	85.28	3.50	0.06896
6	713.18	1301.28	0.0285	119.56	3.50	0.08862
5	713.18	2014.46	0.0220	159.33	3.50	0.07947
4	717.70	2732.16	0.0160	204.62	3.50	0.06103
3	723.39	3455.55	0.0105	284.24	3.50	0.03647
2	723.39	4178.94	0.0085	318.38	3.50	0.03187
1	752.21	4931.15	0.0050	341.07	3.50	0.02065
RDC	959.46	5890.61	0.0040	372.52	4.50	0.01405
S/SOL	965.92	6856.53	0.0010	289.13	3,00	0.00790

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

4.6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

On peut directement introduire cette excentricité dans le logiciel ETABS

[Define → Define response spectra → Add new spectra → Ecc. Ratio (All Diaph)]

Tableau IV.9 : l'excentricité accidentelle

plancher	W étage (t)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		x _G	y _G	CR	Y _{CR}	e _x	e _y
Terrasse	588,10	13,149	11,796	13,107	11,318	0,042	0.451
6	713,18	13,148	11,798	13,105	11,089	0,043	0.709
5	713,18	13,154	11,788	13,120	11,317	0.034	0.471
4	717,70	13,156	11,782	13,122	11,317	0.034	0.465
3	723,39	13,158	11,775	13,125	11,317	0.033	0.458
2	723,39	13,160	11,796	13,142	11,316	0.018	0.480
1	752,21	13,161	11,764	13,145	11,316	0.016	0.448
RDC	959,46	13,162	11,760	13,157	11,316	0,005	0.444
S/SOL	965,92	13,163	11,757	13,160	11,315	0,003	0.442
Total	6856,53						

V-ETUDE DES PORTIQUES :

V.1-Introduction :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

V.2- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

2. a-Poutres :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)
 $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]
 - $0,8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

2. b-Poteaux :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)
 $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]
 - $G + Q \pm 1,2 E$
 - $G + Q \pm E$

Avec :

- G : Charge permanente
- Q : Charge d'exploitation
- E : Effort sismique

2.1-Le chargement :

Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre de part et d'autre.

V.3-Ferraillage des poutres :

3.1-Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre $Sp_1 = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp_1}

$Sp_2 = 0,8G \pm E.$
- Sollicitation du 2^{ème} genre \Rightarrow Moment correspondant M_{sp_2}
 $SP_2 = G + Q \pm E.$

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s , γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 22,17 \text{ Mpa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b = 1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ Mpa}$

3.2-Les armatures minimales des poutres principales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bht.$

- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% bht. (Zone courante)$

$A_{max2} = 6\% bht. (Zone de recouvrement)$

2.a-poutre principale (40x60) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$A_{min} = 0,5\% b.ht = 0,5 \times 40 \times 60 / 100 = 12 \text{ cm}^2$ (sur toute la section)

$A_{max1} = 4\% b.ht = 4 \times 40 \times 60 / 100 = 96 \text{ cm}^2$

$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 40 \times 60 / 100 = 144 \text{ cm}^2$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

3.3-Exemple de calcul :

3.1-Poutre de rive :(RDC)

1. a-En appuis :

(Sp_1) $\Rightarrow M_{tsp1} = 27,46 \text{ KN.m}$

(Sp_2) $\Rightarrow M_{tsp2} = 44,83 \text{ KN.m}$

$\frac{M_{tsp1}}{M_{tsp2}} = 0,61 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp_2)

Données :

- Largeur de la poutre $b=40\text{cm.}$
- Hauteur de la section $h_t=60\text{cm.}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=54 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=30 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,4 \text{ Mpa.}$
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime Mu	Mu	44,83 KN.m	$\mu=0,027 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=Mu/(bxd^2xf_{bc})$	0,022	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0,989$		
Section d'aciers As	$Mu / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,41 cm²	

1. b- En travée :

$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 15,38 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 23,22 \text{ KN.m}$

$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,66 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp_2)

Moment ultime Mu	Mu	23,22KN.m	$\mu=0,033 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=Mu/(bxd^2xf_{bc})$	0,011	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0,994$		
Section d'aciers As	$Mu / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,24 cm²	

3.2-Poutre de rive :

Tableau V.1: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	2,746	4,48	4,48	12	2,41	3T16+3T16=12,06
	Travée	1,538	2,32	2,32		1,24	3T16+3T16=12,06
Les étages courants	Appuis	22,82	28,54	28,54	12	15,35	3T20+3T16=15,45
	Travée	10,49	11,07	11,07		5,69	3T16+3T16=12,06
Terrasse	Appuis	20,11	25,47	25,47	12	13,58	3T20+3T16=15,45
	Travée	8,85	9,13	9,13		5,00	3T16+3T16=12,06

3.3-Poutre intermédiaire :

Tableau V.2 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)

Niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	8,74	8,04	8,74	12	4,46	3T16+3T16=12,06
	Travée	5,92	5,86	5,92		3,21	3T16+3T16=12,06
Les étages courants	Appuis	28,60	25,68	28,60	12	15,37	3T20+3T16=15,45
	Travée	18,80	13,85	18,80		9,85	3T16+3T16=12,06
Terrasse	Appuis	23,52	20,06	23,52	12	12,47	3T20+3T16=15,45
	Travée	15,54	12,19	15,54		8,07	3T16+3T16=12,06

4.1-Poutre secondaire (30x45) cm² :

1.1-Armatures minimales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (surtout la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\%bht = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3 : Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens secondaire)

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	0,96	1,56	1,56	6,75	1,12	3T14+3T12=8,01
	Travée	0,60	0,82	0,82		0,69	3T14+3T12=8,01
Les étages courants	Appuis	9,31	13,47	13,47	6,75	6,65	3T14+3T12=8,01
	Travée	4,53	6,15	6,15		3,12	3T14+3T12=8,01
Terrasse	Appuis	8,07	11,89	11,89	6,75	6,11	3T14+3T12=8,01
	Travée	3,56	4,95	4,95		2,51	3T14+3T12=8,01

1.2-Poutre intermédiaire :

Tableau V.4 : ferrailage des différents niveaux (poutre inter sens secondaire)

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	4,34	4,32	4,34	6,75	2,18	3T14+3T12=8,01
	Travée	3,21	2,29	3,21		1,62	3T14+3T12=8,01
Etages courants	Appuis	19,27	18,37	19,27	6,75	10,11	3T16+3T14=10,65
	Travée	10,84	7,70	10,84		5,56	3T14+3T12=8,01
Terrasse	Appuis	16,36	16,17	16,36	6,75	8,52	3T16+3T14=10,65
	Travée	9,19	6,94	9,19		4,70	3T14+3T12=8,01

V.4-Les vérifications :

4.1-poutre principale (40x60) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft28/fe = 0,23x40x54x2,4/400 = 2,98cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

4.2-Vérification des contraintes(ELS) :

2.a-En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \text{ Avec : } \alpha = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 132,79 \text{ KN.m}$

$$Mu = 188,03 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0337$$

$$= \frac{188,03}{132,79} = 1,41$$

$$\alpha \leq \frac{1,41-1}{2} + \frac{30}{100} \alpha \leq 0,505 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.b- En appuis :

$$\alpha \leq \frac{-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \text{ Avec : } \alpha = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{amax} = 192,84 \text{ KN.m}$

$$Mu = 285,41 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0575$$

$$\alpha = \frac{285,41}{192,84} = 1,48$$

$$\alpha \leq \frac{1,48-1}{2} + \frac{30}{100} \alpha \leq 0,54 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{min} = 0,23bxdxft28/fe = 0,23x30x40,5x2,4/400 = 1,67cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

4.3-Poutre secondaire (30x45) cm² :

Condition de non fragilité :

4.4-Vérification des contraintes(ELS) :

4.a-En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \eta = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 76,59 \text{ KN.m}$

$$Mu = 108,43 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0388$$

$$\eta = \frac{108,43}{76,59} = 1,42$$

$$\alpha \leq \frac{1,42-1}{2} + \frac{30}{100} \alpha \leq 0,51 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.b-En appuis :

$$\alpha \leq \frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \eta = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{amax} = 136,78 \text{ KN.m}$

$$Mu = 192,75 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0691$$

$$\eta = \frac{192,75}{136,78} = 1,40$$

$$\alpha \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{30}{100} \alpha \leq 0,504 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.5-Vérification de l'effort tranchant

5.1-Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 17,10 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{17,10 \cdot 10^{-3}}{0,40 \cdot 0,54} = 0,08 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

5.2-Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 11,36 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{11,36 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,405} = 0,06 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

V.6-Calcul les armatures transversales :

6.1-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (17,14 ; 40 ; 14)$$

$$\Phi_t = 8\text{mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

6.2-Calcul de L'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \quad St \leq 30\text{cm} \\ St \leq \min (48,6; 40\text{cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale: $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (15 ; 16,80; 30\text{cm})$$

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

Zone courante:

$$St \leq h/2St = 30\text{cm}$$

6.3-Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 54\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 41,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 5,17 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 41,7\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 8,52\text{cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 41,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 12,08\text{cm}$$

6.4-La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III .

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 80\text{cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 70\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 60 \text{ cm}$$

V.7-Vérification de la flèche :

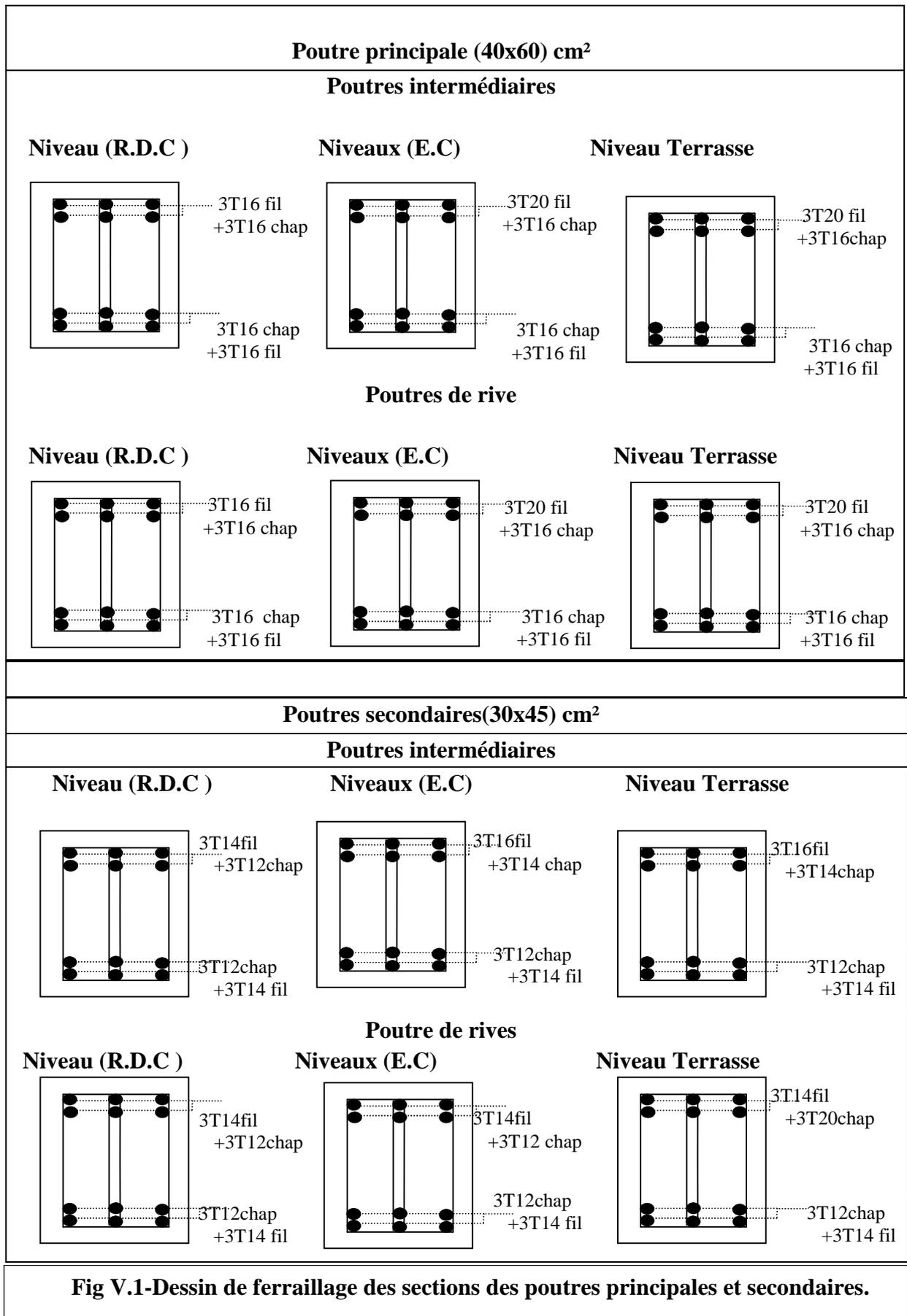
$$M_{tmax} = 2,77t. m,$$

$$M_0 = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(2,83 + 1,16) \times (5,2)^2}{8} = 13,48 t. m$$

(à l'ELS)

$$A_s = 8,04\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,769 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,769 > 0,0205 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/fe \dots\dots\dots 0,0037 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}) \end{array} \right.$$



V.8-Ferrailage des poteaux :

8.1-Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

- 1^{er}Genre : $1,35G+1,5Q \Rightarrow [N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_1$
 $[N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_2$
 $[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_3$
- 2^{eme} Genre : $0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_4$
 $G+Q \pm 1,2E \quad [N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_5$
 $[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_6$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

8.2-Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ (zone III)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en (zone III).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

Tableau V.5 : les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	Amin=0,9 %.S	Amax1=4%.S	Amax2=6%.S
(50x50) cm ²	22.5 cm ²	100 cm ²	150 cm ²
(45x45) cm ²	18.22 cm ²	81 cm ²	121.5 cm ²
(40x40) cm ²	14.4 cm ²	64 cm ²	96 cm ²

Tableau V.6 : les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Etages			(50x50)	(45x45)	(40x40)
Poteaux	Combs.				
P1 De rive	(a)	N _{max}	210.48	175.05	80.98
		M _{corr}	4.56	9.24	1.13
	(b)	N _{min}	23.87	18.38	1.22
		M _{corr}	0.09	0.13	0.03
	(c)	M _{max}	6.31	9.94	10.50
		N _{corr}	207.19	110.61	21.34
P2 Central	(a)	N _{max}	348.27	225.09	144.89
		M _{corr}	0.052	2.03	2.07
	(b)	N _{min}	30.00	19.65	4.04
		M _{corr}	0.75	3.48	4.46
	(c)	M _{max}	6.28	9.90	10.31
		N _{corr}	204.85	108.82	20.83

Tableau V.7: les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre

Etages			(50x50)	(45x45)	(40x40)
Poteaux	Combs.				
P1 De rive	(a)	N _{max}	185.93	137.15	63.84
		M _{corr}	2.63	7.78	1.44
	(b)	N _{min}	14.80	64.22	16.44
		M _{corr}	0.79	0.36	0.18
	(c)	M _{max}	5.38	8.58	8.81
		N _{corr}	163.80	87.45	17.50
P2 Central	(a)	N _{max}	327.92	205.08	107.73
		M _{corr}	1.14	1.36	1.48
	(b)	N _{min}	76.80	60.76	15.73
		M _{corr}	0.79	0.62	0.60
	(c)	M _{max}	5.31	8.54	8.68
		N _{corr}	135.49	69.81	13.58

8.3-Exemple de calcul :

3.1-Poteau de rive (S-sol, RDC)

Section (50x50) cm²

1. a-Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b = 50$ cm.
- hauteur de la section $ht = 50$ cm.
- Enrobage $c = 2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 47.5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 30$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,4$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

3.2-Combinaison du 1^{ère} genre :

— $\rightarrow N_{max} = 210.48$ t $M_{corresp} = 4.56$ t.m

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 4.56/210.48 = 0.021$ m

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 210.48 \times \left(0.475 - 0.50/2 + 0.021 \right) = 51.77 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left. \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \quad Nu = 210.48 \text{ t} < 286.9 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \Rightarrow \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \quad Mu = 51.77 \text{ t.m} < 99.65 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right\}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

— $\rightarrow N_{min} = 23.87$ t $M_{corresp} = 0.09$ t.m

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0.09/23.87 = 0,0037$ m

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 23.87 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.0037 \right) = 5.45 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left. \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ \left\{ \begin{array}{l} Nu = 23.87 \text{ t} < 286.9 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \\ Mu = 5.45 \text{ t.m} < 11.33 \text{ t.m} \dots \text{Condition} \end{array} \right. \end{array} \right\}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

— $\rightarrow N_{min} = 207.19$ t $M_{corresp} = 6.31$ t.m

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 6.31/207.19 = 0,030$ m

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 207.19 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.030 \right) = 52.83 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 207.19 \text{ t} < 286.9 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \quad M_u = 52.83 \text{ t.m} < 98.10 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

3.3-Combinaisons du 2eme genre :

$$\longrightarrow N_{max} = 185.93 \text{ t} \quad M_{corres} = 2.63 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,014 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 44.43 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \quad N_u = 185.93 \text{ t} < 286.9 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \quad M_u = 44.43 \text{ t.m} < 88.06 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$).

$$\longrightarrow N_{min} = 14.8 \text{ t} \quad M_{corresp} = 0.79 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.053 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 7.02 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \quad N_u = 14.80 \text{ t} < 374.22 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \quad M_u = 7.02 \text{ t.m} > 6,73 \text{ t.m} \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 2eme condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \cdot N_u - M_u \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{d} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{cb}$$

$$(0.475 - 0.025) \times (14.8 - 7.02) = 3.89$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.025}{0.475} \right) \times 0.50 \times 0.475^2 \times 18.48 \times 10^2 = 61.36$$

$$\rightarrow 3.89 \leq 61.36$$

La section est partiellement comprimée.

Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70.2 \times 10^3}{50 \times 47.5^2 \times 18.48} = 0,033 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,983$$

$$\alpha = 0.0419$$

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

$$A_s = \frac{70.2 \times 10^3}{0.983 \times 47.5 \times 400} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow N_{min} = 163,80 \text{ t} \quad , \quad M_{corresp} = 5,38 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,032 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 31,61 \text{ t.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h N_u = 163,80 \text{ t} < 374,22 \text{ t} \dots \dots \text{Condition vérifiée. } M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot fbc} \right) M_u = 31,61 \text{ t.m} < 77,65 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$).

Section adoptée :

$$A_{min} = 0,009 \times 50 \times 50 = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_7, A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 22,5) = 22,5 \text{ cm}^2$$

Tableau V.8 : Calcul de ferrailage des poteaux de rive (p1)

Niveaux	Combs	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(50x50)	(a)	210,48	51,77	0	185,93	44,43	0	22,50	6T20+2T16 A _s =22,87
	(b)	23,87	5,45	0	14,80	7,20	0,50		
	(c)	286,9	98,1	0	163,80	31,61	0		
(45x45)	(a)	175,05	44,28	0	137,15	20,57	0	18,22	6T20+2T16 A _s =22,87
	(b)	18,38	3,54	0	64,22	12,52	0		
	(c)	110,61	13,27	0	87,4	9,61	3,23		
(30x30)	(a)	80,89	13,10	0	63,84	9,88	0	14,4	8T16 A _s = 16,08
	(b)	1,22	0,18	0,80	16,44	17,5	2,92		
	(c)	10,50	6,76	0	7,15	6,73	0,82		

Tableau V.9 : récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux centraux (p2)

Niveaux	Combs	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(50x50)	(a)	348.27	77.87	0	327.92	72.64	0	22.50	6T20+2T16 As=22,87
	(b)	30.00	6.00	0	76.80	16.49	0		
	(c)	204.85	39,94	0	135.49	25.15	0		
(45x45)	(a)	225.09	38.78	2.52	205.08	39.66	0	18.22	6T20+2T16 As=22,87
	(b)	19.65	0.58	0	60.70	11.52	0		
	(c)	108.82	11.97	0	69.81	4.57	4.72		
(40x40)	(a)	144.89	30.57	0	107.33	20.06	0	14.4	8T16 As= 16.08
	(b)	4.46	3.25	1.19	15.73	2.84	0		
	(c)	20.83	6.56	0	13.58	7.00	1.44		

V.9-Les vérifications :

9.1-Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (50x50) cm² »

$T_{max} = 3,22 \text{ t}$

Contraintetangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = 3.22 \times \frac{100}{(50 \times 47,5)} = 0,135 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13fc28 ; 5Mpa) = 3,9 \text{ Mpa}$.

$\bar{\tau}_u = 0,135 < \tau_u = 3,9 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

9.2- Calcul des armatures transversales :

2.1-Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t = \Phi / 3$

$\Phi_t = 20/3$

$\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

2.2- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- En zone nodale : $S_t \leq 10cm = 10cm$ Soit $S_t = 10 cm$.

- En zone courante : $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) = 20 cm$

Soit $S_t = 20 cm$.

2.3- Calcul de l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,5}{0,50} = 6,3 \text{ m}$$

$\lambda_g = 6,3 > 5 \rightarrow \rho_0 = 2,5$ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{20 \times 2,5 \times 210}{50 \times 235} = 0,89 \text{ cm}^2$$

2.4-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 6,3 > 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale} & : & A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante} & : & A_t = 0,003 \times 20 \times 50 = 3,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

2.5-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e$; Ronds lisses $\rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$

$$A_t \geq 0,4 \times 20 \times 50 / 235 = 1,70 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.6-Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

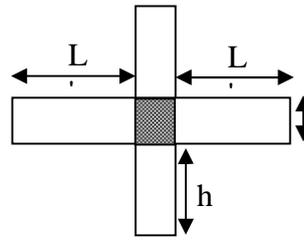


Fig. V.2 zone nodale

$$h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{450}{6}; 50; 50; 60 \right) = 75 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

<p>Poteaux de rive (1^{ier}S.S →RDC) (50x50)</p> <p>6T20+2T16</p>	<p>Poteaux de rive (1^{iere} →3^{eme} étage) (45x45)</p> <p>6T20+2T16</p>	<p>Poteaux de rive (4^{eme} →6^{eme} étage) (40x40)</p> <p>8T16</p>
<p>Poteau de centre (1^{ier}S.S →RDC) (50x50)</p> <p>6T20+2T16</p>	<p>Poteaux de centre (1^{iere} →5^{eme} étage) (45x45)</p> <p>6T20+2T16</p>	<p>Poteaux de centre (4^{eme} →6^{eme} étage) (40x40)</p> <p>8T16</p>

Fig V.3 : Dessin de ferrillages des sections des poteaux

V.10-Ferrailage des voiles :

10.1-Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

10.2-Le système de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

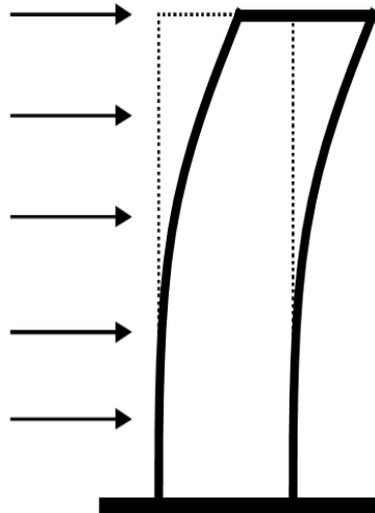


Figure V.4 : Le comportement d'un voile

10.3-Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

3.1-Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

3.2-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 22,17 \text{ MPa}$$

Avec: **N** : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

2. a-1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " .

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,20.a.L$$

2. b-2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,20 \%$ a.L, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

1. c-3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3.3- Armatures verticales :

Elles sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

3.4- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .

- En zone courante 0,10 %.

3.5-Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre

inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

10. 4- Ferrailage des voiles :

4.1-Exemple de calcul :

Détermination des contraintes :

Combinaison : (G + Q ± E)

A = 1,27 m²

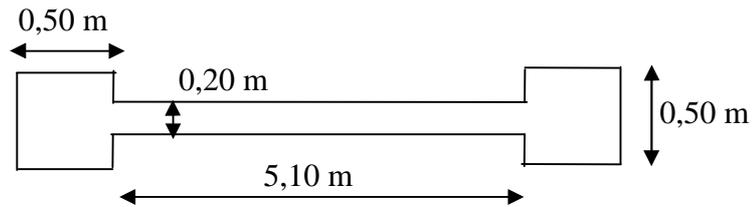
I = 1,40 m⁴

V = 1,00m

N = 551,61 t

M = 1,27 t.m

T = 0,074 t



4.2-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{551,61 \cdot 10^{-2}}{1,27} + \frac{1,27 \times 1,00 \cdot 10^{-2}}{1,40} = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{551,61 \cdot 10^{-2}}{1,27} - \frac{1,27 \times 1,00 \cdot 10^{-2}}{1,46} = 4,33 \text{ MPa}$$

On a (σ_1 et σ_2) > 0 ⇒ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue". Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

4.3-Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$A_{\min} = 0,20\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0020 \times 20 \times 100 = 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3.a-Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$D \leq (1/10) \cdot 200$

$D \leq 20 \text{ mm}$

On adopte : D= 12 mm

3.b-L'espacement:

-Selon le BAEL 91,on à :

$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$

$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$

$St \leq \min \{ 30 , 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$

Donc : $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$St \leq 30$ cm

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml.**

4.4-Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

4.5-Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m².**

4.6-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\overline{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,5$ MPa

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.l} = \frac{0,74.1,4}{0,20.5,10} = 0,136 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,136$ MPa < $0,05f_{c28} = 1,5$ MPacondition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

5.1-Disposition des armatures :

1.1-Armatures verticales :

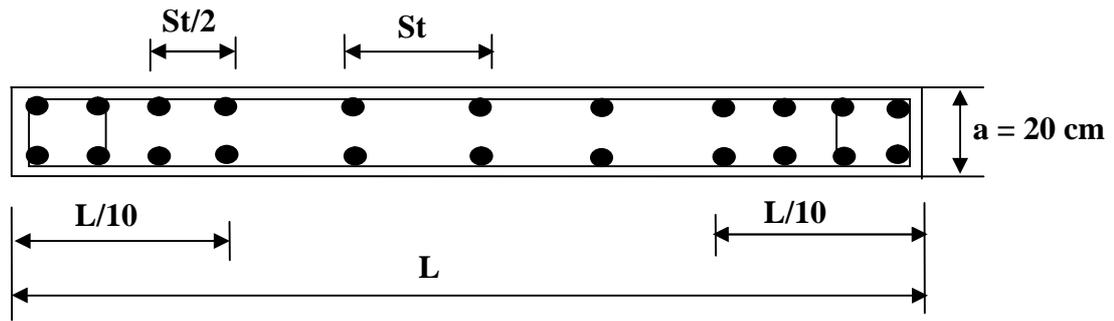
-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On à $St=20$ cm $\rightarrow St/2 = 10$ cm < 20 cmCondition. Vérifiée.

$L=510$ cm $\rightarrow L/10 = 51$ cm.



FigV.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

1.2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur. Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

1.3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

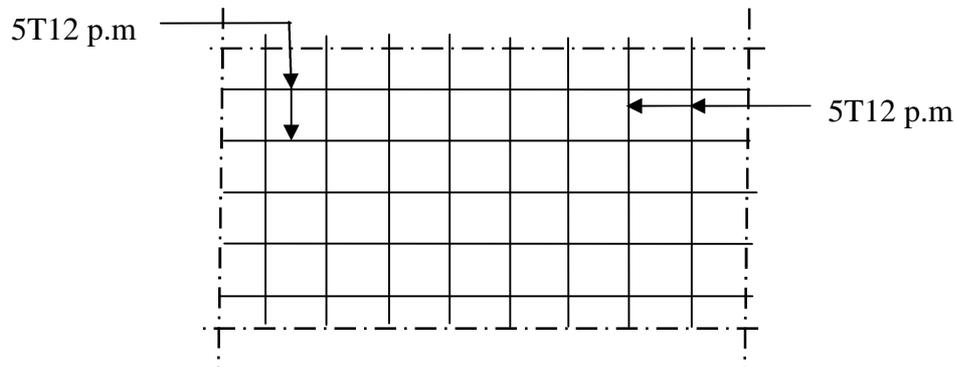


Fig V.6 : Disposition du ferrailage du voile.

VI.1-Calcul du voile périphérique :

1.1-Introduction :

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $0,1\%$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(30^\circ) = 0,333$

$K_a' = K_a = 0,333$

1.2-Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $ep = 20 \text{ cm}$.

1.3-Calcul des charges :

Poussée des terres :

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 3,00 = 0,89 \text{ t/ml}$$

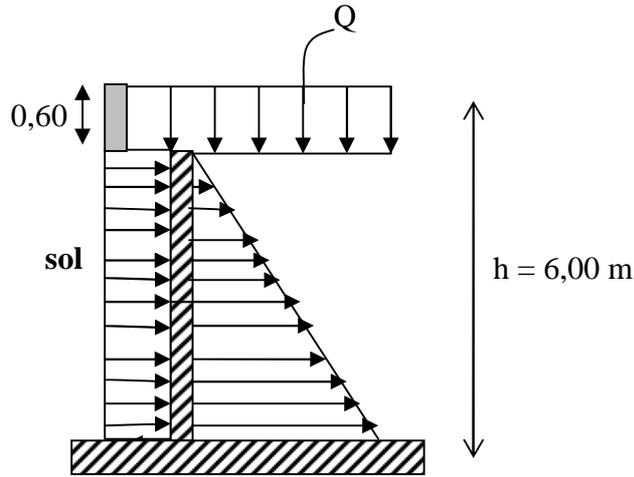


Fig VI. 1: Schéma de voile périphérique

Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,333 \times 0,15 \times 6,00 = 0,149 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 0,89 + 1,5 \times 0,149 = 1,425 \text{ t/ml}$$

$$Q = 1,42 \text{ t/ml}$$

1.4-Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 5,20 - 0,60 = 4,60 \text{ m}$$

$$L_y = 6,30 - 0,50 = 5,80 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{5,80} = 0,80 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,80 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 1,78 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 1,06 \text{ t.m}$$

4.1-Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 1,33 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,79 \text{ t.m}$$

4.2-Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,79 \text{ t.m} > 0,33 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.3-Ferraillage :

3. a-Sens x :

$$M_{tx} = 1,33 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,33 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 17} = 0,024 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,988$$

$$A_S = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,33 \cdot 10^4}{0,988 \cdot 18 \cdot 348} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

3. b-Sens y :

$$M_{ty} = 0,79 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,79 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 17} = 0,014 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_S = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,79 \cdot 10^4}{0,993 \cdot 18 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

4.4-Condition de non fragilité :**4. a-Sens x :**D'après R.P.A 99 (version 2003), on a : $A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3-0,80}{2} \right) = 1,76 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{2,14; 2,00; 1,76\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : **5T10/ml** soit une section de **3,93 cm²/ml** et un espacement de **20 cm**.**4. b-Sens-y :**

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après B.A.E.L.91 :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}}\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{1,27; 2,00; 1,6\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : **5T10/ml** soit une section de **3,93 cm²/ml** et un espacement de **20 cm**

4.5-Les vérifications :

5.1-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,50 \times \frac{4,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,80}{2}} = 2,46 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{2,44 \times 10^4}{100 \cdot 18 \cdot 10} = 0,13 \text{ MPa.}$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 30 / 1,5 = 1,4 \text{ MPa .}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,4 > \tau_u = 0,13 \text{ MPa..... condition vérifiée .}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.2-Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,80 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 1,03 \text{ t/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,29 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,20 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0,75 M_{\text{ox}} = 0,21 \text{ t.m} \\ M_{\text{ty}} = 0,75 M_{\text{oy}} = 0,15 \text{ t.m} \end{cases}$$

2. a-Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 0,29 \text{ t.m}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n \cdot A (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 13686,15 \text{ cm}^4$$

a. a-Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{0,29 \times 10^4}{13686,15} \times 4,05 = 0,85 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,4}\right) = \min(266,67; 215,55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,29.10^4}{13686,15} \times (18 - 4,05) = 44,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 44,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

2. b-Sens-y :

Mser = 0,20 t.m

A = 3,93 cm²

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

I = by³/3 + n.A(d - y)² = 13686,15cm⁴

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,20 \times 10^4}{13686,15} \times 4,05 = 0,59 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 0,59 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right). \text{(fissuration n préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6.2,4}\right) = \min(266,67; 215,55)$$

$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,20.10^4}{13686,15} \times (18 - 4,05) = 30,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 30,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec

5T12 = 5,65 cm²/ml avec un espacement **S_t = 20cm.**

VI.2-Calcul des fondations :

2.1-Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble .D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,4 bar .

Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1. Dimensionnement à l'ELS ;

2. Ferrailage à l'ELU.

→ Le choix du type des fondations 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.

2.2-Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,4 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N/\sigma_{sol}$

Avec :

S : La surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 1.4 \text{ bar} = 14 \text{ t/m}^2$$

$$\{ N_u = 10874,10 \text{ t} \Rightarrow S = 776,72 \text{ m}^2$$

$$\{ N_{ser} = 7839,41 \text{ t} \Rightarrow S = 559,95 \text{ m}^2$$

2. a- Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 776.72 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 72 \% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

2.3-Définition du radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

2.4-Pré dimensionnement du radier :**4.1- Calcul du radier :**

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

4.2-Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 5900,11 \text{ t.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^8 Q_i = 1939,30 \text{ t}$$

2.1-Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U : } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 10874,10 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S : } N_{ser} = G_T + Q_T = 7839,41 \text{ t.}$$

2.2-Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 7839,41 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 7839,41 / 14 = 559,95 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 621,54 \text{ m}^2$.

2.3-Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

3. a-1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime : } V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande 1m ; } L = 6,80 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 10874,10 / 621,54 = 17,5 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Par ml : } Q_u = 17,5 \times 1 = 17,5 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 17,5 \times 6,80/2 = 59,5 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{55,12 \times 10^{-2}}{0,06 \times 30 \times 1} = 0,330 \text{ m}$$

2. b-2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad . \quad L = 680 \text{ cm}$$

$$27,2 \leq d \leq 34 \text{ cm} \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 30 + 5 = 35 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 35 \text{ cm}$$

2.5-Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 75,5 \text{ cm} \leq h \leq 113,33 \text{ cm}$$

On prend : d=108 cm ; h = 120 cm ; b = 50 cm.

5.1-Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 629,5 + 1,20 \times 0,50 \times 499,00] = 1299,30 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 1299,30 + 7839,41 = 9138,71 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{9138,71}{629,5} = 14,51 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5.2-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,50 \times (1,2)^3 / 12 = 0,072 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3417955,7 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b=0,50 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 400 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3417955,7 \times 0,072}{400 \times 0,50}} = 7,64 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 6,30 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 12,00 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

2.6-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{9839,41}{621,54} = 15,83 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,308 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 14,53 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 14,53 \text{ t/m}^2$$

2.7-Ferraillage du radier :

1-Ferraillage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas :

1.1-1^{ier} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1. a-Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

1. b-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

1. c-Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

1.2-2^{ème} cas :

Si: $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1.3-Exemple de calcul :

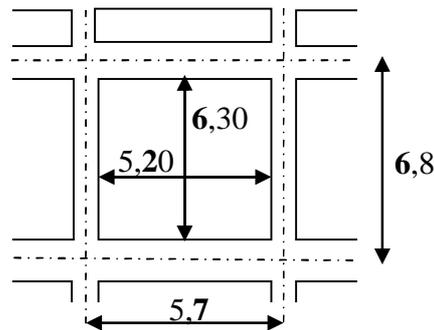


Fig VI.2 : schéma du panneau le plus défavorable

$$\alpha = L_x/L_y = 5.20 / 6,30 = 0,82 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,82 \Rightarrow \mu_x = 0,0539 ; \mu_y = 0,6313$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0539 \times 14,53 \times (5,3)^2 = 22 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,6313 \times 22 = 13,88 \text{ t.m}$$

3.1-En travée :**1. a-Sens x :**

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 22 = 16,50 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{16,50.10^4}{100(31,5)^2.17} = 0,097 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,097 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{16,50.10^4}{0,948.31,5.348} = 15,87 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **9T16 / ml** , **A = 18,10 cm²/ml** , **S_t = 12 cm**

1. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 13,88 = 10,41 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{10,41.10^4}{100(31,5)^2.17} = 0,061 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,061 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{10,41.10^4}{0,968.31,5.348} = 9,81 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **6T16 / ml** , **A = 12,06 cm²/ml** , **S_t = 16 cm**

3.2-En appuis :**2. a-Sens x :**

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 22 = 11 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{11.10^4}{100(31,5)^2.17} = 0,067 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,067 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{11.10^4}{0,965.31,5.348} = 10,69 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **6T16 / ml** , **A = 12,06 cm²/ml** , **S_t = 16 cm**

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 13,88 = 6,94 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6,94.10^4}{100(31,5)^2.17} = 0,041 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,041 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6,94.10^4}{0,979.31,5.348} = 6,46 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T12 / ml** , **A = 6,79 cm²/ml** , **S_t = 16 cm**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

2.8-Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges

triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

8.1-Sens longitudinal (y) :

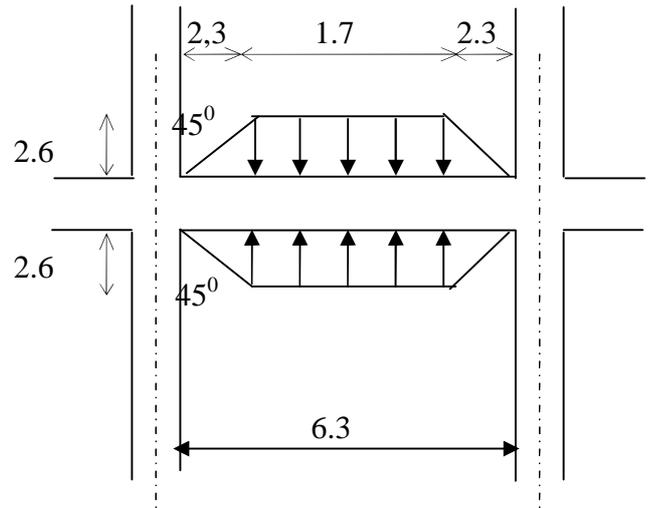
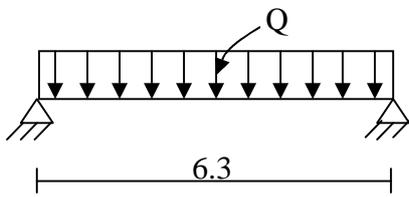


Fig IV. 2: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

1.1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

- Avec : $Lx_1 = 4.6 \text{ m}$
- $Ly_1 = 6,30 \text{ m}$
- $Lx_2 = 4.6 \text{ m}$
- $Q = 15,83 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{15,83}{2} \left[\left(1 - \frac{4,60^2}{3 \times 6,30^2} \right) . 4,60 + \left(1 - \frac{4,60^2}{3 \times 6,30^2} \right) . 4,60 \right] = 59,87 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{59,87 \times 5,20^2}{8} = 202,36 \text{ t.m}$$

1.2- Calcul du ferrailage :

2. a-En travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \cdot 202,36 = 151,77 \text{ t.m}, \quad b = 50\text{cm}, \quad h = 120\text{cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 108\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{151,77 \cdot 10^4}{50 \cdot (108)^2 \cdot 17} = 0,153 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,916$$

$$A_1 = M_1 / \sigma_S \cdot \beta \beta.$$

$$A_1 = 151,77 \cdot 10^4 / 348 \cdot 0,916 \cdot 108 = 42,41 \text{ cm}^2$$

on adopte : $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}25 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20; A = 44,78 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \end{cases}$

2. b- En appuis :

b. a-Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 202,36 = 101,18 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,102 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,102 \rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_S = 28,46 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T25) Fil + (4T20) chap. ; A = 32,21 cm².

b. b-Appuis de rive :

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \cdot 202,36 = 40,47 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_S = 11,06 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) fil + (4T14) chap. ; A = 14,20 cm².

5.2-Sens transversal(x) :

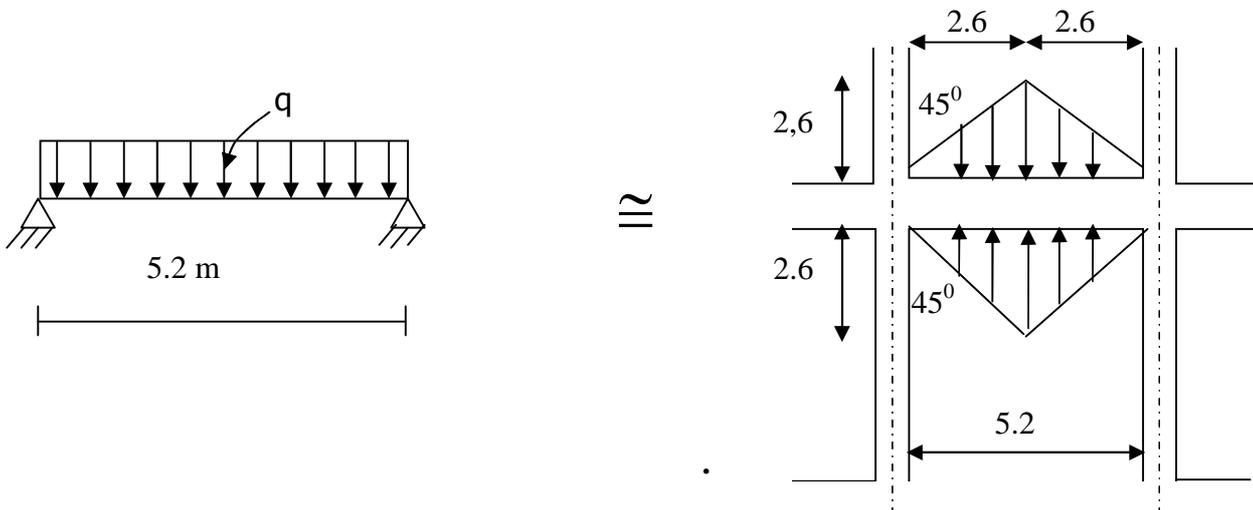


Fig VI. 3: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture

2.1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 15,83 \text{ t/m}^2$

$L_{x1} = 5,20 \text{ m}$

$Q' = 2/3 \times 15,83 \times 5,20 = 54,87 \text{ t/m}$

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{54,87 \times 5,20^2}{8} = 185,46 \text{ t.m}$$

2.2- Calcul du ferrailage :

2. a-En travée :

$M_t = 0,85M_o = 0,75.185,46 = 129,82 \text{ t.m}$, $b = 50 \text{ cm}$, $h = 120 \text{ cm}$, $d = 0,9.h = 108 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{129,82.10^4}{50.(108)^2.17} = 0,130 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu = 0,130 \rightarrow \beta = 0,930$

$$A = \frac{M}{\beta.d \cdot \sigma_S} = \frac{129,82.10^4}{0,930.(108).348} = 36,14 \text{ cm}^2.$$

on adopte : $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 ; A = 37,71 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 \end{array} \right.$

2.b- En appuis :

b. a- Appuis intermédiaires :

$M_a = 0,5M_o = 0,5.185,46 = 92,73 \text{ t.m}$

$\mu = 0,223 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu = 0,223 \rightarrow \beta = 0,872$

$A_S = 30,94 \text{ cm}^2$

On adopte : **(4T25) fil + (4T20) chap. ; A = 32,22 cm².**

b. b-Appuis de rive :

$M_a = 0,2M_o = 0,2 \times 185,46 = 37,09 \text{ t.m}$

$\mu = 0,089 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu = 0,089 \rightarrow \beta = 0,953$

$A_S = 14,02 \text{ cm}^2$

On adopte : **(4T16) fil + (4T14) chap. ; A = 14,20 cm².**

2.9-Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : **$h_a \geq 2(80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$.**

Dans notre cas $h_a = 120 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également

lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (1,2 \times 0,50) \text{ m}^2$,

$$\text{on a : } Asp = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ cm}^2 \rightarrow Asp = 3 \times 2 (0,50 + 1,20) = 10,20 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T20 Fil ; A = 12,57 cm².

2.10-Les vérifications :

10.1- Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 113,77 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{113,77}{0,50 \cdot 0,765 \cdot 100} = 2,96 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,00 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

10.2-Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 10; 50) = 10 \text{ mm}$$

2.1-Diamètre :

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

2.2-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_t\right) = \min(20, 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(1,48; 0,4 \text{ MPa}) = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 1,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Ce projet de fin d'études m'a permis d'avoir une ample vision sur la responsabilité de l'ingénieur dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver une harmonie entre l'aspect technique et économique sans pour autant que cela soit au détriment de la sécurité de l'ouvrage construit, ceci d'une part.

Et d'autre part ce travail m'a permis d'acquérir énormément d'informations importantes sur les méthodes de calcul, l'étude des structures en béton armé, ainsi que l'utilisation des logiciels.

Il m'a aidé aussi à avoir l'esprit d'analyse et de prendre des décisions concernant le choix d'un système de contreventement, est très important du point de vue comportement, résistance, architecture et cout de revient.

Cette expérience dans le domaine m'a incité non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir mes connaissances.

Bibliographie

Bibliographie :

LIVRES ET REGLEMENTS

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA (1993).
-  Cours et Exercices : Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL (1991).
-  DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).
-  Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation (1988).

MEMOIRES

-  Mémoire Besri tahar et Abed walid, Etude d'un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation et commerciale (2015, 2016)
-  memoire chikhhanane. batiment (r+9)

COURS

-  Polycopié, Béton armé .
-  Polycopié, Analyse des structures II

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9
-  EXCEL 2010
-  WORD 2010
-  AUTO CAD 2009