



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Centre Universitaire El-wancharissi de Tissemsilt



Institut de Sciences et de la Technologie
Département de **Sciences et de la Technologie**

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

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structure**

Présentée par :

HABIB Mohammed

MILOUDI Elhaouri

Thème

***Etude d'un bâtiment R+5 à L'aide du logiciel
Robot Structural Analysis***

Soutenu le,

Devant le Jury :

Besghir Abdelrahmane	Président	M.C.A.	CU-Tissemsilt
Thabet Mohamed	Encadreur	M.C.B.	CU-Tissemsilt
Djeffal Hocine	Co-Encadreur	M.C.B.	CU-Tissemsilt
Ouazir Mansour	Examinatrice	M.A.B.	CU-Tissemsilt

Année universitaire : 2019-2020

Sommaire

Introduction Générale

I- Introduction	1
-----------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1- Introduction	2
I.2- Présentation du l'ouvrage.....	2
I.3- Caractéristiques géotechniques du sol.....	3
I.4- Donnée de base.....	3
I.5. Ossature et système constructif adopté	4
I.6. Sollicitation et combinaisons	5
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
II.1 Présentation de logicielle d'analyse et calcul.....	16
III.1 Conclusion.....	20

Chapitre II : Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1- Introduction.....	22
II.2- pré dimensionnement du plancher	22
II.3- Evaluation Des Charges	26
II.4- Pré dimensionnement des éléments structuraux	28

Chapitre III: Etude des éléments non structuraux

III.1- Etude de l'acrotère	37
III.2- Balcon.....	45
III.3.. Etude d'escalier:.....	49

Chapitre IV : Etudes des planchers

IV.1- Introduction	67
IV.2- Fonctions nécessaires du plancher :	67
IV.3- Conception des planchers	67
IV.4- Méthode de calcul :	68
IV.5- Planchers étage courant	73
IV.6 Planchers terrasse.....	84
I.7 Conclusion.....	94

Chapitre V : Etude sismique

V.1- Introduction.....	96
V.2- Définition	96
V.3- Causes du séisme	96
V.4- Risque sismique	96
V.5- Objectif de l'étude dynamique	97
V.6- Modélisation de la structure	97
V.7- Combinaison d'action	98
V.8- Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	99
V.9- Évaluation des efforts sismiques	102
V.10- La valeur de la période fondamentale « T »	104
V.11- Analyse de la structure.....	105
V.12- Calcul de l'effort tranchant	107
V.13- Vérification du déplacement inter-étage.....	110
V.14- Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	111

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1- Introduction	113
VI.2- Ferrailage des poteaux.....	113
VI.3- Ferrailage des poutres	221
VI.3.1- poutre principale.....	122
VI.3.2- poutre Secondaire	124

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction.....	127
VII.2.Classification des fondations.....	127
VII.2.7.Vérification des semelles isolées.....	128
VII.2.8.Vérification des Semelles filantes.....	129
VII.2.9. Etude du Radier général.....	131
VII.2.9.3. Dimensionnement des poutres de libage.....	132
VII.3. Ferrailage du radier.....	135
VII.4. Ferrailage des poutres de libages.....	141
VII.5. Contrainte de cisaillement.....	145

VII.6. Le voile périphérique.....145

Conclusion générale150

References bibliographiques

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage
Et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commerciale composée d'un rez de chaussée et de 5 étages de forme pignon contreventée par voiles et portiques.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre structure aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Notre travail est structuré comme suit :

- Etude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escaliers).
- Etude sismique et au vent.
- Calcul des éléments structuraux :
- le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre Structure.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure.

I.2 Présentation du l'ouvrage :

Le projet d'étude présenté porte sur le calcul des éléments d'un bâtiment composée en béton armé (R+5) à usage commercial et d'habitation implanté à TISSEMSILT ; classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), Groupe d'usage 2 bâtiment d'usage multiple (commerciale et d'habitation) et dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. D'après les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99 (version 2003).

Zone du vent (zone I) d'après le règlement neige et vent (R.N.V 99).

I.2.2 Dimensions de l'ouvrage :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme pignon les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

A. En plan :

Longueur 36.80 m

Largeur 18.43 m

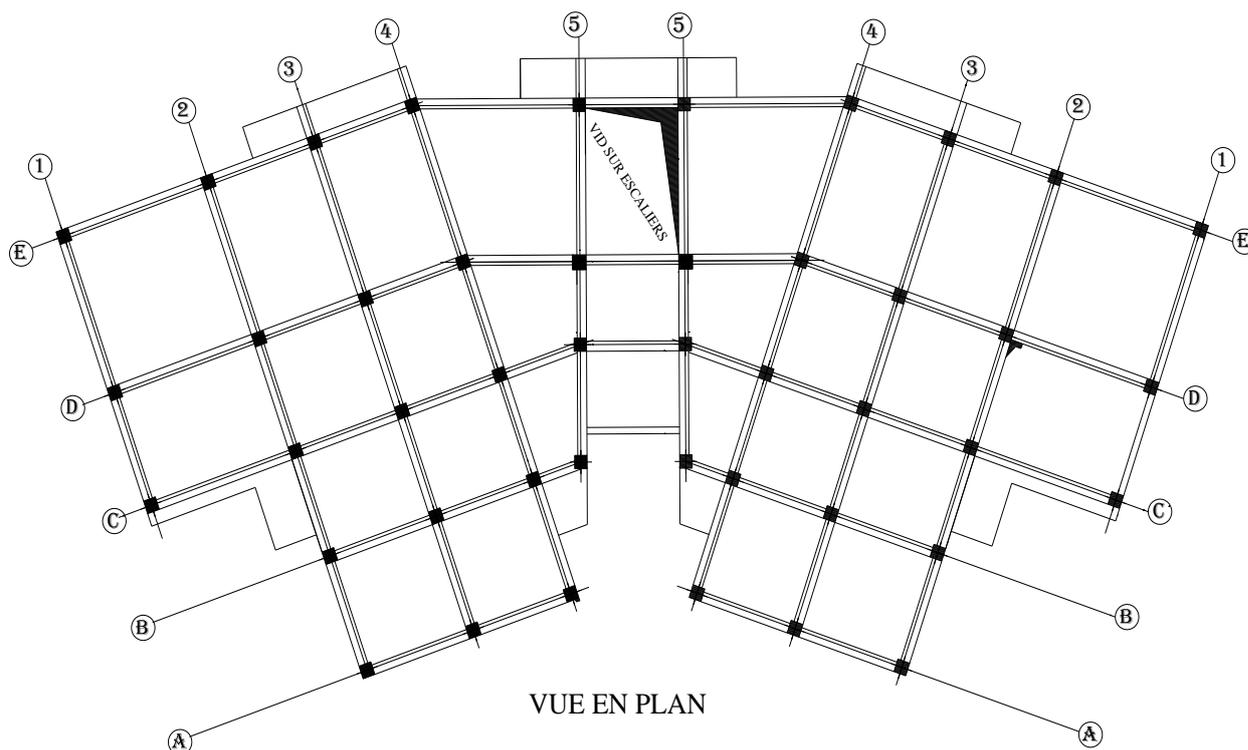


Figure I.1 : Vue en plan de L'ouvrage.

B. En élévation :

Hauteur du RDC	3.06 m
Hauteur étage courant	3.06 m
Hauteur totale (avec acrotère)	18.96 m

I.3- Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars pour un ancrage $D = 2$ m.
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- Le site est considéré comme meuble S3

I.4 Donnée de base :

I.4.1 Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).

CBA 93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).

I.5 Ossature et système constructif adopté :

I.5.1- Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2 Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux (20+4) cm.
- Plancher à dalle pleine (ép =15cm).

a) Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

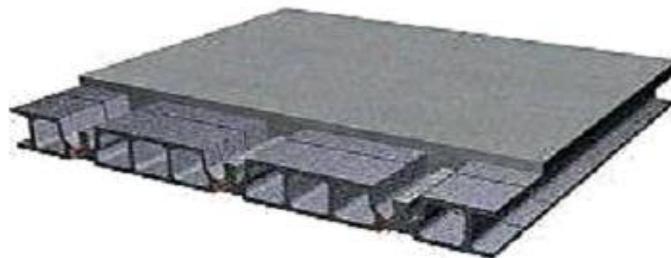


Figure I.2 : Plancher à corps creux.

b) Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, on utilise des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières, dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.5.3- Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B, CUISINE).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales et assurant une isolation thermique.

1.5.4 Cage d'escalier

L'escalier est composé trois volées et un palier de repos.

1.5.5 Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs : (double paroi).

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées :

Brique creuse de 15cm

L'âme d'aire de 5cm

Brique creuse de 10cm

b. Murs intérieurs : (simple paroi).

Cloison de séparation de 10 cm

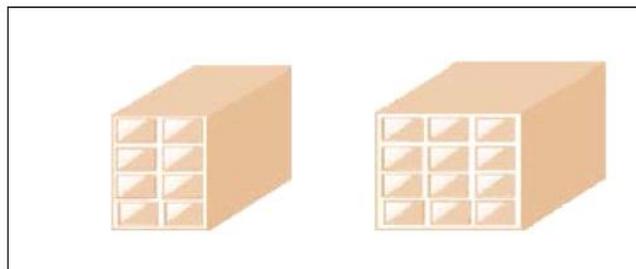


Figure I.3 : Brique creuse.

1.5.6 Voiles:

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

1.5.7 L'acrotère:

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

1.6 Sollicitation et combinaisons :

1.6.1 Sollicitation :

On appelle sollicitations les moments de flexion, les moments de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

Sollicitations de calcul :

On note par :

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

La résistance de tous les éléments de construction,

La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,

L'équilibre statique de l'ouvrage.

- Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

La contrainte maximale de compression du béton.

La fissuration du béton.

La déformation des éléments.

1.6.2 Combinaisons RPA99 (Article 5.5.2) :

❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » :

- Pour les situations durables :

$$P_1 = 1.35 G + 1.5 Q.$$

- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P_2 = G + Q \pm E.$$

$$P_3 = 0.8 G \pm E$$

❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P_4 = G + Q.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente.} \\ Q : \text{Charge d'exploitation.} \end{array} \right.$$

E : L'effort de séisme.

I.7- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.7.1-Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 99).

La composition d'un mètre cube (m³) de béton courant est comme suit :

350 Kg de cimentCPA 325
400 L de sable.....dg ≤ 5 mm
800 L de gravillons.....dg ≤ 25 mm
175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

Principaux caractères et avantages:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations:

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Le coulage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

- 1) Economie: Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 3) Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

- 4) Résistance au feu; le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.7.1.1- Résistance mécanique :

a- Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28}$

- pour $j \geq 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

f_{c28} (Mpa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

Tableau (I-1) : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours :

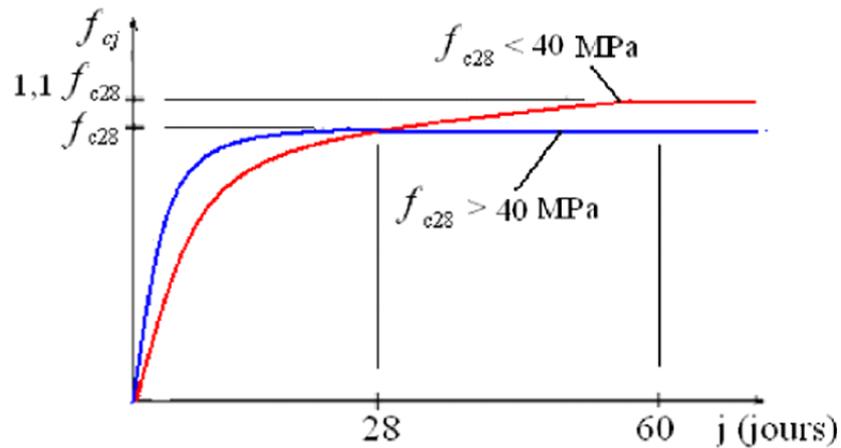


Figure I.4 : Evolution de la résistance à la compression f_{cj} en fonction du nombre des jours.

b- Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

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

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

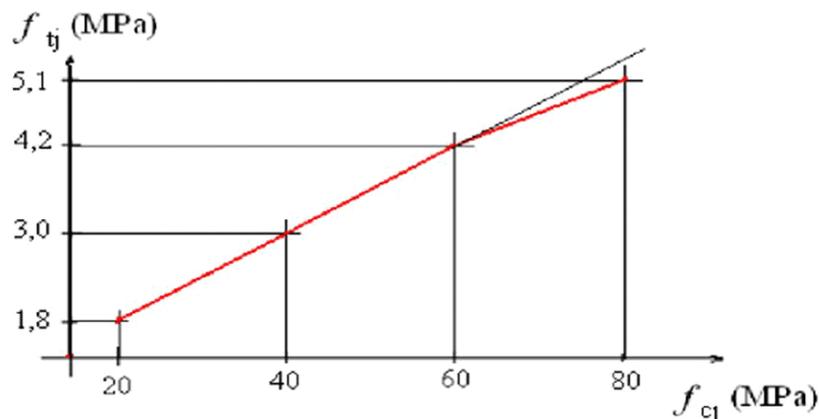


Figure I.5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de la résistance à la compression f_{cj} .

Méthode de calcul:

Une connaissance plus précise du comportement du béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul.

Définition des états limites:

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

Etat limite ultime:

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations, excessives des éléments porteurs).

I.7.1.2- Déformation et contraintes de calcul :**- Etat limite de résistance : (BAEL 91 [ART 4.3.41])**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit: "Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- a- Diagramme parabole – rectangle :** C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28}$$

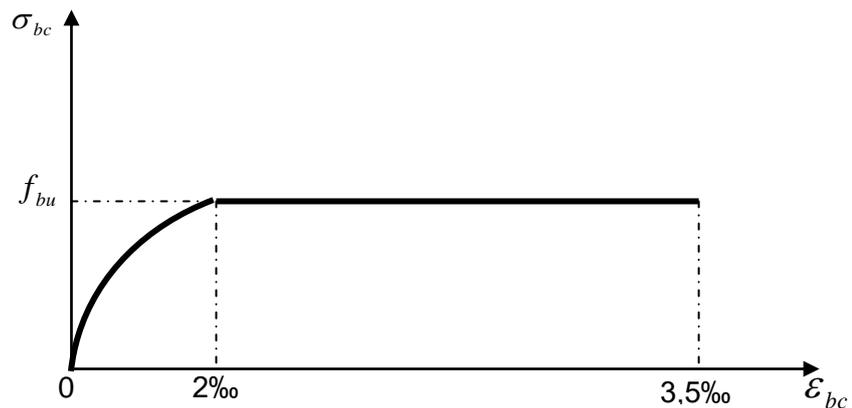


Figure I-6_ Diagramme parabolé – rectangle :

I.7.1.2.1 les contraintes limites De compression

A l'ELU

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action, il

- vaut :
- 1 pour une durée > 24 heures
 - 0,9 pour une durée entre 1 et 24 heures
 - 0,85 pour une durée < 24 heures.

Dans notre cas on prend $\theta = 1$.

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,5$: cas générale
- $\gamma_b = 1,15$: cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

A P'ELS

La contrainte de compression à ELS est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

b- Diagramme rectangulaire : Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

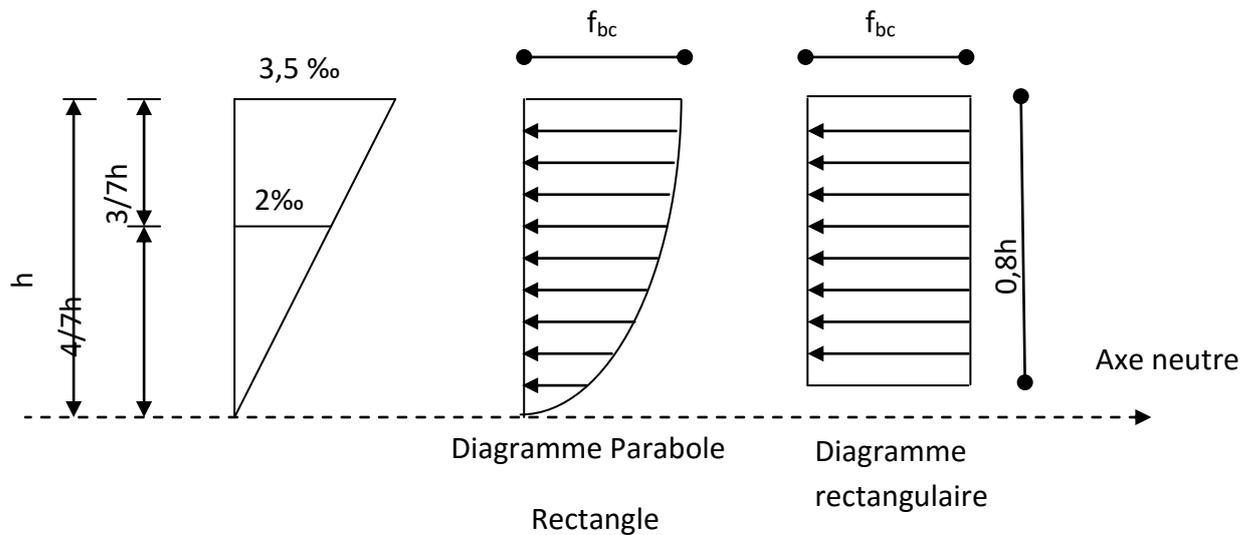


Figure I-7_Diagramme rectangulaire

I.7.1.2.1 les contraintes limites De cisaillement: (BAEL 91 [ART 5.1.211])

La contrainte de cisaillement ultime τ_u est donnée par les expressions suivantes :

Dans le cas d'une fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}). \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}). \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime. V_u

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot x \cdot d$$

V_u : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de la section

d : hauteur utile de la poutre

On vérifie par la suite que :

1.7.1.3 Module de déformation longitudinale (E)

Le module de déformation E_{ij} est en fonction de la durée d'application des charges, on distingue :

- Sous charges d'une courte durée < 24 heures :

Le module de déformation longitudinale instantané : **(BAEL 91 [ART 2.1.1.2])**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{ij} = 32\,164,2 \text{ MPa.}$$

- Sous charges d'une longue durée > 24 heures :

Le module de déformation longitudinale différé: **(BAEL 91 [ART 2.1.2.2])**

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.}$$

1.7.1.4 Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Coefficient de Poisson: **(BAEL 91 [ART 2.1.3])** Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale .Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$\nu = 0.0$ dans le cas des ELU (béton fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des ELS (béton non fissurée)

I.7.2 L'acier :

1.7.2.1 Définition

Le deuxième matériau qui rentre dans la confection du béton armé est l'acier. Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Le rôle de l'acier est

principalement la reprise des efforts de traction et les efforts de cisaillement d'effort tranchant car il s'est avéré que le béton n'a pas une grande résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Il est important de noter que parmi les hypothèses de calcul on supposera que le béton et l'acier une fois mis en place se comporteront comme un seul matériau c'est à dire qu'il n'y aura pas de glissement relatif de l'un par rapport à l'autre.

I.7.2.2 Résistance caractéristique de l'acier :

	Aciers ronds lisses		Aciers à adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau I.2 : f_e en fonction du type d'acier.

Les aciers qu'on a utilisés sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés (150*150 mm²) avec 6mm d'épaisseur.

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connus avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration. Les caractéristiques mécaniques garantir des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Nuance des aciers	Limites élastiques f_e (MPa)	Contrainte de rupture (Mpa)	Allongement de rupture (%)
FeE235 « RL »	235	410 à 490	25
FeE400 « HA »	400	480	14

Tableau I.3: les caractéristiques mécaniques des aciers

I.7.2.3 Module d'élasticité longitudinale

Sa valeur est donnée expérimentalement : $E_s = 2.10^5$ MPa.

I.7.2.4 Les contraintes limites A l'ELU

$$\sigma_s = \begin{cases} f_e / \gamma_s & \longrightarrow \varepsilon_s > 1,74 \text{ ‰} \\ E_s \times \varepsilon_s & \longrightarrow \varepsilon_s \leq 1,74 \text{ ‰} \end{cases}$$

$(\gamma_s = 1,15) \longrightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$. en situation durable ou transitoire (SDT).

$(\gamma_s = 1) \longrightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$. en situation accidentelle (SA).

A l'ELS

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

-Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;

-Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ Mpa}$;

-Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ Mpa}$.

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1.6 & \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1.3 & \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

I.7.2.5 Contrainte de calcul des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte σ_s et la déformation relative ε_{es} .

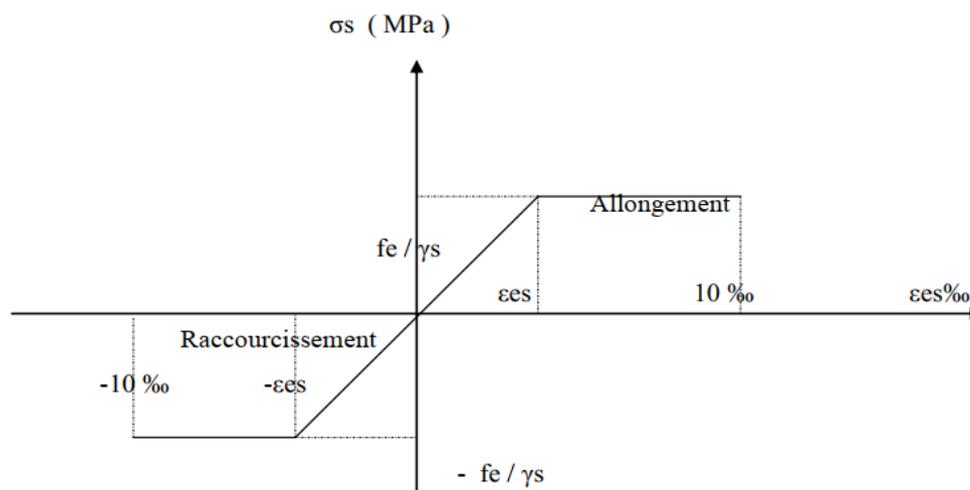


Figure I.8 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

I.7.2.6 Allongement de rupture

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

II.1 Présentation de logicielle d'analyse et calcul :

Dans notre étude en Analyse de notre structure ce fait à l'Aide du Logicielle robot Structural Analysis 2014, A fin de facilité le calcule et gagner le temps.

II.1.1 Généralités :

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysais (nommé Robot) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

- Portiques.
- Structures mixtes.
- Grillages de poutres.
- Plaques.
- Coques.
- Contraintes planes.
- Déformations planes.
- Eléments axisymétriques.
- Eléments Volumiques.

- Robot structural analysis peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués.

- Robot structural analysis permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires.

- Robot structural analysis est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

Lors de la création de ROBOT structural, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet.

Tous ces facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à Robot structural analysis de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules. Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.).
- possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.
- possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

Le système Robot regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacun des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

II.1.2 Définition des problèmes d'ingénierie

Afin de faciliter le travail de L'Ingénieur, Robot structural analysis dispose d'un vaste ensemble d'outils simplifiant l'étude des structures :

- La notion d'objets : dans ROBOT structural, la création du modèle de la structure s'effectue avec des objets de construction typiques : poutres, poteaux, contreventements, planchers, murs. Grâce à cela, lors de cette étape de l'étude, les éléments de la structure prennent des attributs spécifiques qui leur sont propres (y compris les attributs réglementaires); ainsi, à l'étape de définition du modèle, tous les paramètres réglementaires de la structure sont définis, ce qui permet de passer à l'analyse réglementaire immédiatement après les calculs statiques. Il en est de même avec les nœuds. La notion de nœuds a perdu sa signification traditionnelle puisqu'ils sont automatiquement définis lors de la création des différents objets.

- Des lignes de construction peuvent être utilisées comme support à la modélisation.

- Une large gamme d'outils d'édition : symétrie par plan, translation, rotation, miroir horizontal et vertical, division pour une barre spécifique ou pour un groupe de barres, intersection, etc.

- Des outils de sélection performants : sélection avec le pointeur de la souris, par attribut (section, épaisseur, ..), par fenêtre, par capture, par plan, etc.

Possibilité de définir des attributs de l'affichage personnalisés : menus, barres d'outils, couleurs, polices, vues, disposition des fenêtres.

- Ajouts de cotations au modèle de la structure.
- Vérification automatique de la cohérence du modèle étudié : par exemple, recherche des instabilités, appuis absents, barres et nœuds isolés, etc.
- Utilisation de bibliothèques de structures types paramétrables.
- Possibilité de libeller de façon automatique les composants de la structure.
- Possibilité de créer et d'archiver des paramètres tels que : matériau quelconque, appuis élastiques, charges quelconques.
- Fonction rapide de saisie pour la création des charges climatiques de neige et vent et des pondérations automatiques.
- Le multifenêtrage.
- Robot structural analysis permet d'ouvrir plusieurs fenêtres du même type, ce qui permet, par exemple, dans la zone graphique, de consulter simultanément des objets différents, même très éloignés, en utilisant des fenêtres différentes avec leurs propres paramètres d'affichage (zoom, projection etc.).

- Les zones de travail : à chaque étape de l'étude de la structure, la fenêtre du logiciel peut comporter trois zones de travail différentes :

Zone de définition graphique (avec la souris).

Zone des boîtes de dialogue de définition (à partir du clavier).

Zone des feuilles de calculs contenant tous les objets définis jusqu'alors pour la classe donnée.

II.1.3 Système de bureaux

Afin de faciliter au calculateur l'utilisation du logiciel, un système de bureaux a été implémenté.

Pour chaque étape importante de l'étude de la structure (par exemple la définition du modèle géométrique de la structure, application des charges, analyse des résultats, calculs réglementaires, etc.), un bureau correspondant a été créé.

L'utilisateur n'est pas obligé de rechercher les commandes qu'il doit activer pour effectuer une action spécifique nécessaire lors de l'étude de la structure : il suffit de sélectionner le bureau approprié, par conséquent le logiciel affichera toutes les fenêtres nécessaires afin de mener à bon terme l'action voulue.

II.1.4 Présentation des données et résultats

Les données et les résultats peuvent être présentés en mode graphique et en mode texte :

- vues sur le modèle de la structure avec les numéros des nœuds et des barres, symboles des appuis, diagrammes des charges avec les valeurs, descriptions des sections utilisées dans la structure, dessins de la structure respectant la forme et les dimensions des sections, diagrammes des efforts internes, déformées de la structure, cartographies des contraintes, déplacements et déformation pour les éléments surfaciques.
- tableaux des descriptions du modèle.
- tableaux des résultats.

II.1.5 Notes de calculs

Robot structural analysis propose des outils très évolués pour la génération de la note de calcul.

Ainsi, lors de l'étude de la structure, la capture du contenu de l'écran graphique ou du tableau actif peut être effectuée à tout moment. Toutes les captures d'écran effectuées et enregistrées sous un nom défini par l'utilisateur peuvent être insérées dans la note de calcul.

Grâce à cette option, il est possible, par exemple, d'imprimer le tableau des appuis avec le plan de la structure avec les appuis mis en évidence.

L'option Composition de l'impression disponible dans Robot structural analysis permet à l'utilisateur de composer librement la forme et le contenu la note de calcul, à savoir :

- Une composition libre des pages de garde, des en-têtes et des pieds de page (y compris l'insertion des graphismes).
- La définition de l'ordre des éléments des documents à imprimer.
- La composition de l'aspect de chaque page et de chaque tableau, et cela, même à partir de l'aperçu avant impression.

II.1.6 Outils d'aide

Un point particulièrement important pour un logiciel aussi puissant que ROBOT structurale, est un système d'aide facilitant à l'utilisateur la maîtrise du système. Aussi un effort important a été réalisé dans l'objectif de proposer des outils d'aide performants, à savoir :

Aide contextuelle sur toutes les commandes des menus et pour chaque objet affiché dans les boîtes de dialogue et les feuilles de calcul.

- Index des rubriques d'aide accessibles.
- Accès hiérarchique aux informations sur le sujet donné.
- Les descriptions des icônes et des commandes du menu sont affichées dans la barre d'état en bas de l'écran.
- Les info-bulles affichent les noms des icônes sur lesquelles vous placez le pointeur de la souris, Des info-bulles semblables accompagnent le pointeur de la souris lors de la saisie graphique des éléments de la structure. Leur fonction est d'informer l'utilisateur de l'effet que peut produire un clic sur le bouton gauche de la souris.

III.1 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet à partir de la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et leurs caractéristiques physiques, mécaniques et logiciel de calcul.

Chapitre II

pré-dimensionnement

Et évaluation des charges

II.1 Introduction

Les planchers sont des aires, généralement horizontal limitant les étages et supportant les revêtement des sols .ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leur poids et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

II.2 pré dimensionnement du plancher :

Comme notre construction est à usage multiple, on adopte un plancher à corps creux, constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les hourdis en béton..

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Il y a deux types de planchers : à dalle pleine et a des corps creux

II.2.1Planchers a corps-creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux ou hourdis avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

On distingue différents types du plancher et qui sont : 16+4 ou 16+5 ou 20+4 ou 20+5 ou 25+5.

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante : $h \geq \frac{L}{22,5}$ Avec :

h_t : épaisseur de la dalle de compression+corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle

On a : $L = 4,96 \text{ cm}$ alors $h_t \geq 22,04 \text{ cm}$.

Donc on adopte une épaisseur de : 24cm ; On prend : $ht = (20+4) \text{ cm}$

II.2.1.1. Les poutrelles :

D'après les règles (**BAEL91**), la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de « b_l ».

$$\left\{ \begin{array}{l} b_l \geq (L_n - b_0) / 2. \\ b_l \geq L / 10. \\ b_l \geq 8 h_0. \end{array} \right. \quad (\text{A 4.1.3 du BAEL 91})$$

$$b_l \leq \min \{ L_0 / 2; L / 10; 8 h_0 \}$$

Avec :

b_l : la distance entre axes de nervures ; $b_l = 65 \text{ cm}$.

L : La portée entre nus d'appuis.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

b_0 : Épaisseur de la nervure.

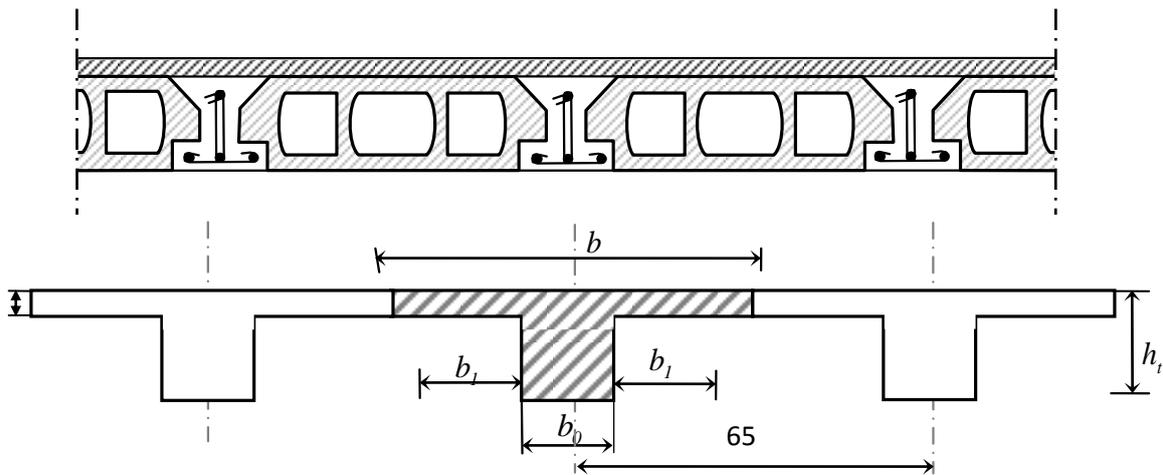


Figure II.1 Schéma d'un plancher à corps creux

$$h_t / 3 \leq b_0 \leq h_t / 2 \rightarrow 24 / 3 \leq b_0 \leq 24 / 2 \rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$$

On prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

b_l : doit vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_l \geq (65 - 10) / 2 \geq 27,5 \text{ cm}. \\ b_l \geq 496 / 10 \geq 49,6 \text{ cm}. \\ b_l = 8 \cdot 4 = 32 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

$b_1 = \min (27,5 ; 49,6 ; 32) \rightarrow$ on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2 b_1 + b_0 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

II.2.2 Balcons :

II.2.2.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenetre. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

Résistance au feu :

- ✓ $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

Type de panneau	$\alpha = Lx/Ly$	Mode de fonctionnement	Epaisseur de la dalle
Dalles appuyée sur deux appuis	$\alpha \leq 0,4$	Dalle travail suivant sens	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
Dalles appuyée sur trois ou quatre appuis	$\alpha > 0,4$	Dalle travail suivant deux sens	$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Lx : Petite portée du panneau le plus sollicité

Pour notre cas on a : $Lx = 120 \text{ cm}$ et $Ly = 300 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{120}{300} = 0.4$$

Pour $\alpha \leq 0.4$

$$e \geq \frac{Lx}{40} \rightarrow e \geq \frac{120}{40} = 3$$

On prend : $e = 12$ cm.

Condition de flèche :

Nous devons vérifier que la flèche maximale f_{max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B .6.5.3 du CBA93

Il faut vérif. que :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{max} < \frac{L_{max}}{500}; \text{ Si la porté L est inférieur ou égale à 5 m ; } f_{max} < \frac{300}{500} = 0.6 \\ f_{max} < 0,5 + \frac{L_{max}}{1000}; \text{ Si la porté L est supérieur à 5 m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.27 \times 1 = 5.47 \text{ kN/m} \\ Q = 3.50 \times 1 \text{ kN/m} \end{array} \right. \Rightarrow q_{ser} = G + Q = 8.77 \text{ KN/m}$$

$$I : \text{ le moment d'inertie; } I = \frac{b \times e^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12 \times 8.77 \times 300^4}{384 \times 32\,164,2 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 8.77 \times 300^4}{384 \times 100 \times 32\,164,2 \times 0.6}} = 17.92 \text{ cm}$$

Donc $e = 17.19$ cm.

Après la vérification de l'ensemble des conditions, l'épaisseur finale du plancher est déduite de l'équation :

On adopte une épaisseur de 18 cm.

II.3 Evaluation Des Charges

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges qui sont normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

II.3.1 Charges Permanentes

II.3.1.1 Plancher Terrasse Inaccessible

Planchers à corps creux

1-Gravillon de protection (roulé) ($e=5\text{cm}$; $\rho=20\text{kN}/\text{m}^3$).....	$1\text{kN}/\text{m}^2$
2- Etanchéité multicouches (2 cm ; $\rho=6\text{kN}/\text{m}^3$)	$0,12\text{ kN}/\text{m}^2$
3-Forme de pente ($e_{\text{moy}}= 10\text{cm}$; $\rho=20\text{kN}/\text{m}^3$).....	$2,21\text{kN}/\text{m}^2$
4-Isolation thermique ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN}/\text{m}^3$).....	$0,161\text{kN}/\text{m}^2$
5- Dalle à corps creux ($20+4$).	$3,31\text{kN}/\text{m}^2$
6-Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN}/\text{m}^3$).....	$0,201\text{kN}/\text{m}^2$

$$G=6,98\text{ kN}/\text{m}^2$$

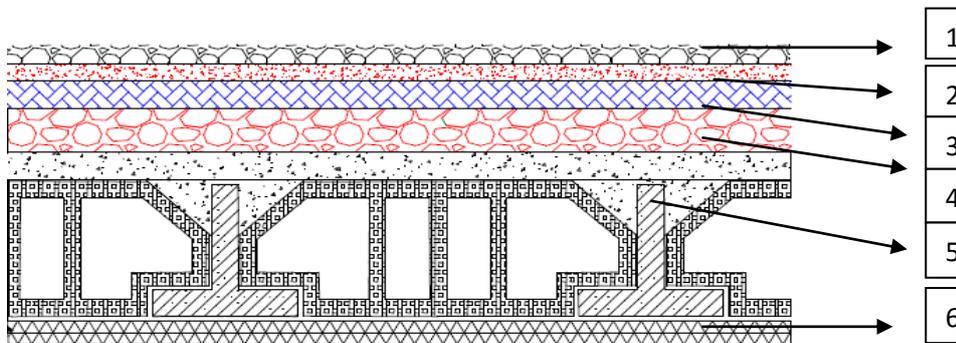


Figure II.2 : Plancher terrasse.

II.3.1.2 Plancher Etage Courant

Planchers à corps creux

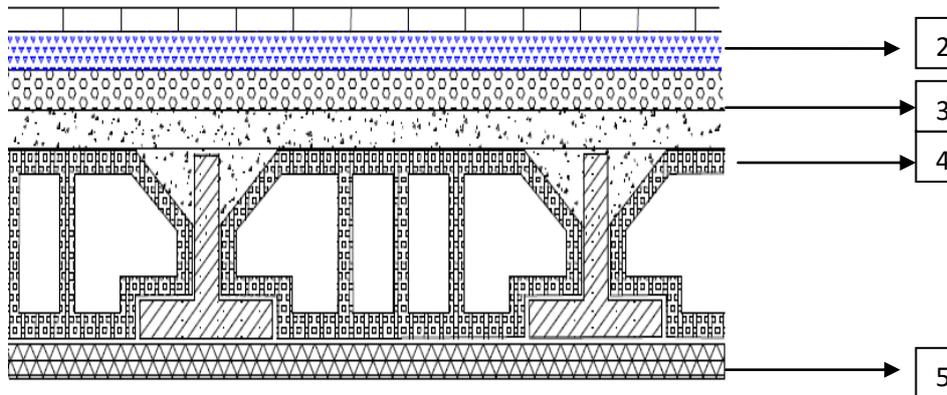


Figure II.3 Plancher Plancher Etage Courant

1-Carrelage ($e=2cm ; \rho=0,2kN/m^2$).....	0,40 kN/m^2
2-Mortier de pose ($e=2cm ; \rho=20kN/m^3$).....	0,40 kN/m^2
3-Lit de sable ($e=3cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,54 kN/m^2
4-Plancher à corps creux (20 + 4)	3,30 kN/m^2
5-Enduit en plâtre ($e=2cm ; \rho=10kN/m^3$).....	0,20 kN/m^2
6-Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	1,00 kN/m^2
	$G=5,44kN/m^2$

Planchers à dalle pleine

2-carrelage (2 cm ; $\rho=20kN/m^3$)	0,4 kN/m^2
3-Lit de sable(emoy= 2cm ; $\rho=18kN/m^3$).....	0,36 kN/m^2
4-Mortie de pose($e=2cm ; \rho=20kN/m^3$).....	0,4 kN/m^2
5-Dalle pleine ($e=18 cm$).....	4,5 kN/m^2
6-Enduit en ciment($e=2cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,36 kN/m^2
	$G=6,02kN/m^2$

II.3.3 Maçonnerie

Murs extérieurs

1-Enduit en ciment ($e=2cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,36kN/m ²
2-Brique creuse ($e=15cm$).....	1,35kN/m ²
3-Lame d'air ($e=5cm$).....	0,00kN/m ²
4-Brique creuse ($e=10cm$).....	0,90kN/m ²
5-Enduit au plâtre ($e=2cm$; $\rho=10kN/m^3$).....	<u>0,20kN/m²</u>
	G=2,81kN/m²

Murs intérieurs

1- Enduit en ciment face 1 ($e=1.5cm$).....	0,27kN/m ²
2- Parois en brique creuse intérieur($e=10cm$).....	0,9kN/m ²
3- Enduit en ciment face 2 ($e=1.5cm$).....	<u>0,27kN/m²</u>
	G=1,44kN/m²

II.3.2 Charge D'exploitation

1- Escaliers :	Q=2.5 kN/m ²
2- balcon acc	Q= 3,5 kN/m ²
3- Plancher courant.....	Q= 1,5 kN/m ²
4- Plancher terrasse inaccessible :.....	Q= 1 kN/m ²

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1 Les poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA99/V.2003.

D'après le B.A.E.L91, le critère de rigidité est comme suit:

$$\begin{cases} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{cases}$$

Avec: h_t : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la plus grande portée libre entre nus d'appuis.

Selon RPA99V2003

$$\begin{cases} b \geq 20cm. \\ h_t \geq 30cm \\ h_t/b < 4cm. \end{cases}$$

II.4.1.1 Poutres principales :

$$\{L_{max} = 460cm \Rightarrow \begin{cases} 30,67 \leq h_t \leq 46cm & \text{on prend } h_t = 45cm. \\ 13,5 \leq b \leq 31,50cm & \text{on prend } b = 35cm. \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 35cm > 20cm.....condition vérifiée \\ h_t = 45 > 30cm.....condition vérifiée \\ h_t/b = 1.5 < 4cm.....condition vérifiée \end{cases}$$

II.4.1.2 Poutres secondaires :

$$\{L_{max} = 496cm \Rightarrow \begin{cases} 33,06 \leq h_t \leq 49.6cm & \text{on prend } h_t = 40cm. \\ 13,5 \leq b \leq 31,50cm & \text{on prend } b = 35cm. \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 35cm > 20cm.....condition vérifiée \\ h_t = 40 > 30cm.....condition vérifiée \\ h_t/b = 1.5 < 4cm.....condition vérifiée \end{cases}$$

II-4.1.3 conclusion :

-La section des Poutres principales est :(35x45)

-La section des Poutres secondaires est :(35x40)

II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux doivent résister à des charges apportées par le plancher qui leur reviennent, ils doivent être dimensionnés en satisfaisant les critères suivants:

- critère de résistance.
- critère de stabilité des formes.
- Les conditions de RPA99v2003.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

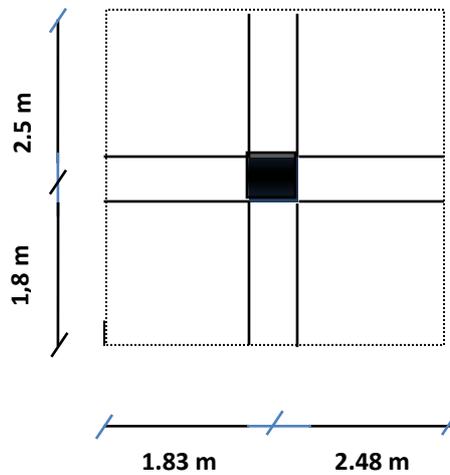


Figure II.4 La surface afférente du poteau

a) Détermination de (a) :

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} \leq 50 ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

Donc on remplaçant par la valeur de i :

$$\lambda = \frac{lf}{0.289a} = \frac{0.7 \times l_0}{0.289a} \leq 50$$

$$a \geq 0.7 \times 3.06 / 0.289 \times 50 = 27.72$$

On prend: a = 40 cm Avec :

λ : Élancement mécanique d'une pièce comprimée.

L_f : Longueur de flambement = $0,7 L_0$.

L_0 : Hauteur libre de poteau.

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

II.4.2.1 Descente des charges

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface afférente.

II.4.2.1.1 Charges permanentes

a) Surface d'influence revenant au poteau

$$S_Q = 4,30 \times 4,30 = 18,49 \text{ m}^2$$

$$S_g = 3,9 \times 3,9 = 15,21 \text{ m}^2$$

b) Poids propre des poutres

$$\text{Poutres principales : } G_{pp} = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times 4,30 = 16,93 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaire : } G_{ps} = 0,35 \times 0,40 \times 25 \times 4,3 = 15,05 \text{ KN}$$

c) Poids des planchers

$$\text{Plancher terrasse : } G = 6,98 \times 15,21 = 106,17 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher courant : } G = 5,44 \times 15,21 = 82,74 \text{ KN}$$

d) Poids propre des poteaux

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leurs sections définitives seraient fixées.

Remarque

Dans un premier temps on prend une section minimale de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ satisfaisant les exigences du (RPA 99 version 2003) en Zone IIa.

II.4.2.1.2 Surcharges d'exploitation

a) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages

Dans les bâtiments à étages; à usage d'habitation, et pour calculer l'ossature (poteaux, murs, fondations), on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine par la suite la surcharge sur éléments porteurs du niveau n en fonction des surcharges appliquées sur les différents niveaux:

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Et $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, \dots, Q_n$ les surcharge d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,4,.....,n numérotés à partir des sommets du bâtiment:

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes:
DTRB. C.2.2. charges permanentes et charges d'exploitation.

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage Q_0+Q_1

(étage 2)..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

(étage3)..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

(étage4)..... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$

(étagen)..... $Q_0+ \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau II.1 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau	La loi des charges d'exploitations	Des charges d'exploitations(kN/m ²)
T	$\sum_0 = Q_0$	1
P4	$\sum_1 = Q_0+Q_1$	2.50
P3	$\sum_2 = Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	3.85
P2	$\sum_3 = Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
P1	$\sum_4 = Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
PRDC	$\sum_5 = Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00

b) Les surcharges Cumulées

$Q_0 = 1 \times 18,49 = 18,49\text{KN}$

$Q_1 = 2.5 \times 18,49 = 46.225\text{KN}$

$Q_2 = 3,85 \times 18,49 = 71,19.\text{KN}$

$$Q_3 = 5,05 \times 18,49 = 93,37 \text{KN}$$

$$Q_4 = 6,10 \times 18,49 = 112,79 \text{KN}$$

$$Q_5 = 7 \times 18,49 = 129,43 \text{KN}$$

Tableau II.2 : Descente des charges du poteau central

Niveaux	Charges Permanentes [KN]						Q Cumul
	Poids des planchers	Poids des poutres p	Poids des poutres S	Poids des poteaux	G	G Cumul	
0	106,17	16,93	15,05	0	138,15	138,15	18,49
1	82,74	16,93	15,05	12,24	126,96	265,11	46,225
2	82,74	16,93	15,05	12,24	126,96	392,07	71,19
3	82,74	16,93	15,05	12,24	126,96	519,03	93,37
4	82,74	16,93	15,05	12,24	126,96	645,99	112,79
5	82,74	16,93	15,05	12,24	126,96	772,95	129,43

$N_u = (1.1 \times 1.35 N_G) + 1.5 N_Q$ majoration de 11 % suivant les règles **BAEL91**, pour tenir en compte le poids propre des poteaux.

$$N_u = (1.1 \times 1.35 \times 772,95) + 1.5 \times 1,1 \times 129,43$$

$$N_u = 1361,39 \text{ KN}$$

/ Détermination de "b" :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u :

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

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

$$Br = (40-2) (b-2) = 38(b-2)$$

$$A_s = 0,8\% Br \dots \dots \dots \text{Zone II.}$$

$$A_s = 0,008[38(b-2)] = 0,304(b-2) \text{ cm}^2.$$

Avec :

Br : section réduite.

As : section d'armatures longitudinales.

α : Coefficient de réduction .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{Lf}{i} = \frac{214}{0,29 \times 40} = 18,45 < 50.$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,45}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,80.$$

$$f_{c28} = 25MPa, Fe = 400MPa, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15.$$

Donc:

$$Nu \leq 0,80 \left[\frac{38(b-2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304(b-2)400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N \leq 80,94(b-2)$$

$$b \geq \frac{1361,39 + 161,88}{80,94} = 18,82cm. \quad \text{On prend: } b = 35cm.$$

Vérification :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 40 > 25cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \min(a, b) = 40cm > \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 0,25cm < 1cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.4.3. Pré dimensionnement du voile :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifier par l'article 7.7 de RPA99 les voiles servent, d'une part à contreventer le bâtiment les en reprenant efforts horizontaux (séismes et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effort de séismes et/ou de vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après RPA99V2003 (article 7.7.1):

$$L \geq 4e$$

Telle que : L : longueur du voile.

e : épaisseur minimale du voile (min =15cm).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

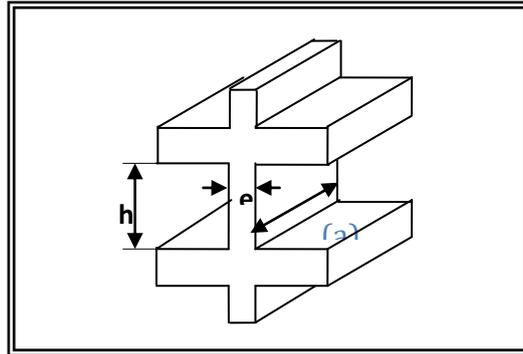


Figure II.5 Coupe de voile en élévation

A partir de la hauteur $H_e=3.06m$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \max = \begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.90 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: $e = 20 \text{ cm}$

Chapitre III

Etudes des éléments Non structuraux

III.1 Etude de l'acrotère

III.1.1.Introduction

C'est une sorte de muret à la périphérie du bâtiment sur lequel l'étanchéité est relevée pour éviter les infiltrations.

Dans la mesure du possible cet ouvrage doit être de faible dimension pour éviter les fissurations dues aux chocs thermiques et au retrait.

Les acrotères doivent être particulièrement soignés car une fissuration permettrait à l'eau de pluie de pénétrer sous l'étanchéité.

Le couronnement de l'acrotère est généralement en pente vers l'intérieur pour éviter le ruissellement de pluie sur la façade.

III.1.2 Mode de travail :

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale due à la main courante non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Donc, le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N). Soit une section

La hauteur $H=60$ cm

L'épaisseur $e_p=10$ cm

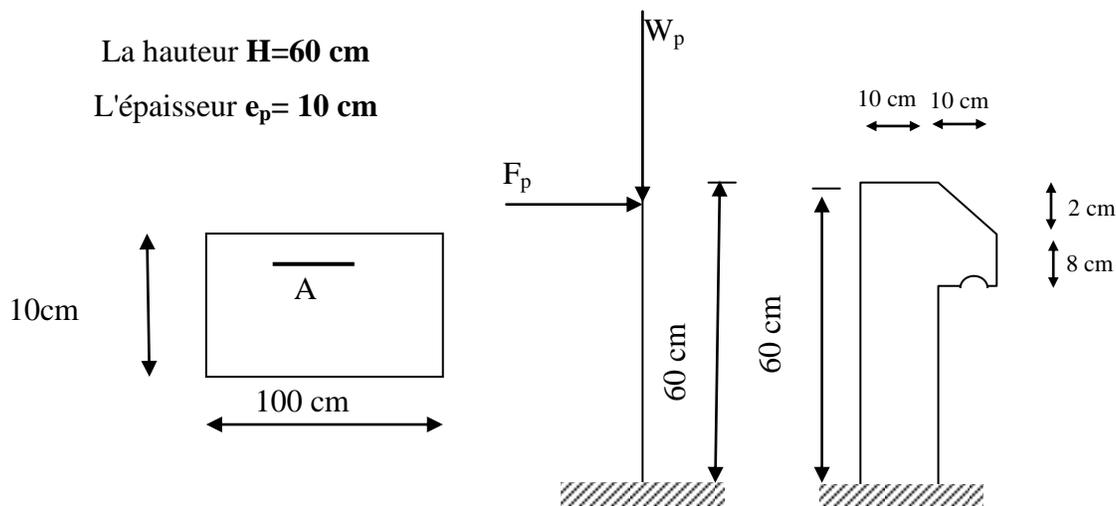


Figure III. 1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

III.1.3 Calcul des les sollicitations :**III.1.3.1 Poids propre :****1. Charges permanentes**

$$S = \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$) :

$$\text{Périmètre} = 0,6 + 0,10 + 0,102 + 0,08 + 0,5 = 1,382 \text{ m}^2$$

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{\text{érimètre}} = 20 \times 0,02 \times 1,382 = 0,55 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,278\text{kN/ml}}$$

2. Charge d'exploitation :

$$Q=1,00\text{kN/ml}$$

III.1.4.Surcharge :**a- Effort normal :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,278 = 3,08 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 2,278 \text{ KN/ml}$$

b- Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

c- Effort tranchant :

$$V = NQ = 1 \text{ KN/m}$$

$$Vu = 1,5 \quad V = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$Vser = V = 1 \text{ KN/m}$$

d- L'excentricité:

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{3,06} = 0,29m$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L/250] = \max [2 \text{ cm} ; 100/250] = 2 \text{ cm.}$$

$$e_l = e_G + e_a = 29 + 2 = 31 \text{ cm}$$

Prise en compte forfaitaire des effets du seconde ordre en flexion-compression à l'ELU :

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 0,6 = 120 \text{ cm}$$

On a :

$$\Rightarrow L_f / h = 120/10 = 12 ;$$

$$\Rightarrow \text{Max} [15 ; 20 e_l/h] = \text{Max} [15 ; 20 \times 31/10] = \text{Max} [15 ; 62] = 62 ;$$

$$\Rightarrow L_f / h = 12 < 62;$$

Le calcul se fait en flexion composée pour les sollicitations ultimes :

e_2 : l'excentricité due aux efforts du second ordre. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantané, ce rapport est généralement pris égal à 2, $\phi = 2$.

h : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement, $h = 10 \text{ cm}$.

α : le rapport du moment du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M} \Rightarrow \alpha = 0$$

M_G : étant l'effort normal de longue durée d'application

M : effort normal de courte durée d'application

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10^4 \times 0,10} \times (2) = 0,00964 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,31 + 0,00964 = 0,32m$$

II.1.5. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

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

$$e_A = e_0 + \left[d - \frac{h}{2} \right] = 0,32 + \left[0,09 - \frac{0,1}{2} \right] = 0,36m$$

$$M_{uA} = N_u e_A = 3,08 \times 0,36 = 1,1 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{10}{9} \left(1 - 0,4 \frac{10}{9} \right) = 0,4938$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,1 \times 10^3}{1 \times 90^2 \times 15} = 0,0091$$

$$\mu_{bu} < \mu_{BC}$$

Donc, la section est partiellement comprimée. Alors, le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

III.1.6. Calcul du ferrailage (E.L.U) :

III.1.6.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A_{sc} :

$$\mu_{lu} = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad \text{avec: } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_{lu} = 0,8 \times 0,668 (1 + 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$$\mu = 0,0091 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}; A'_s = 0.$$

On calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$= 1,251 - 1 - 2 \times 0,0091 = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,011 = 0,996$$

$$z = d * \beta = 0,09 \times 0,996 = 0,09m$$

$$A_{fs} = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot z} = \frac{1,1 \times 10^3}{348 \times 0,09} = 35,12 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 35,12 - \frac{3,08 \times 10^3}{348} = 26,26 \text{ mm}^2 = 0,27 \text{ cm}^2$$

III.6.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

a- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 2,278 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,65}{2,278} = 0,2853 \text{ m} = 28,53 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_s} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 9 \times 2,1}{400} \times \frac{28,53 - 0,45 \times 9}{28,53 - 0,185 \times 9} = 1,087 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_{min} : éléments exposés [BAEL 91/99 B5.3.1] :

$$A_{s \min} = 0,002 \times bh$$

$$A_s = 0,002 * 100 * 10 = 2,0 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_s = \max [1,087 ; 1,09 ; 2,0] = 2,0 \text{ cm}^2$$

Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A8.2.4.2]

$$E \leq \min\{2a ; 25\text{cm}\} \rightarrow E \leq \min\{20 ; 25 \text{ cm}\} \rightarrow E \leq 20\text{cm}$$

Donc, on prend $E = 20 \text{ cm}$.

On adopte : $5\Phi 8/ml$, soit: $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/ml$; $E = 20 \text{ cm}$

b- Les armature de répartitions : [BAEL 91/99 A8.2.4.1]

Cas de la présence des charges concentrées :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2,51}{3} = 0,84 \text{ cm}^2/ml$$

Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A8.2.4.2]

$$E \leq \min\{3a ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow E \leq \min\{30 ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow E \leq 30 \text{ cm}$$

On prend $E = 20 \text{ cm}$.

Dans ce cas, on adopte : $5\Phi 8 /ml$, soit : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/ml$; $E = 20 \text{ cm}$

III.1.7 Vérification a l'E.L.S:

III.1.7.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) **Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,278 \left(0,36 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,88 \text{ KN.m}$$

b) **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d \cdot A_s + d' A'_s) = 0$$

Avec : $A'_s = 0$ et $n = 15$, Alors :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 37,5y - 337,5 = 0 \Rightarrow y = 2,25 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :z

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

III.1.7.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{880}{1965,51} \times 2,25 = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,01 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.7.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \geq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,88 \times 10^3}{1965,51} (9 - 2,25) = 45,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 45,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.7.4 Contrainte de cisaillement :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,09} \text{ KN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}; \dots \text{ Condition vérifiée}$$

III.1.7.5 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 : [RPA 99-v2003 N°:6.2.3]

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p \text{ Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,15**

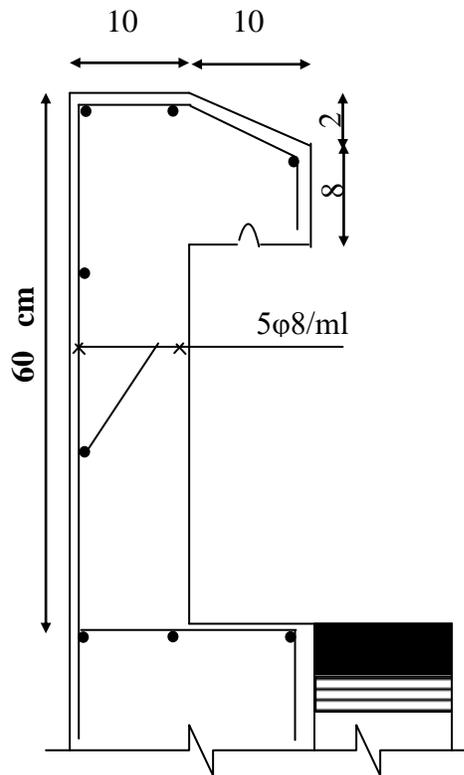
C_p : Facteur de force horizontale **C_p = 0,8**

W_p : Poids propre de l'acrotère **W_p = 2,278 KN**

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,278 = 1,09 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN} \dots \text{ Condition vérifiée}$$



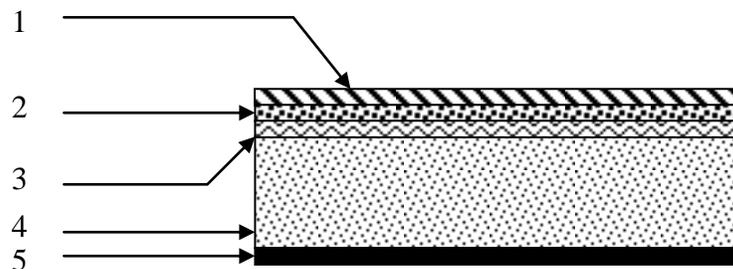
FigureIII-2 : « Schéma de ferrailage de l'acrotère »

III.2.BALCON:

III.2.1.Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade .

III.2.2 Descente de charge:



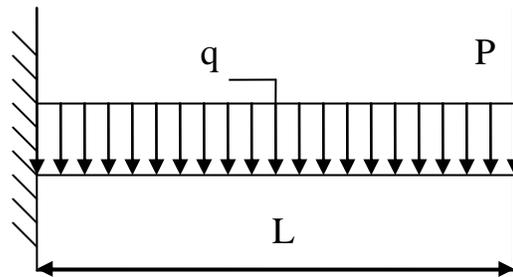
FigureIII-3 : « Coupe sur balcon_»

$$G = 6,02 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$L'ELU: P_u = [1,35G + 1,5Q] \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$$

$$L'ELS: P_s = [G+Q] \times 1 = 8,77 \text{ KN/m}$$



Charge concentrée p:

La hauteur du garde-corps : $h=1,00 \text{ m}$

Poids propre de la brique creuse $e=10\text{cm}$ $0,9 \text{ KN/m}^2$

Enduit en ciment $0,3 \text{ KN/m}^2$

$$\text{D'où } P_{um} = 1,35 \times (0,9+0,30) \times 1 \times 1 = 1,62 \text{ KN/ml}$$

$$P_{sm} = (0,9+0,30) \times 1 \times 1 = 1,2 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 Calcul de ferrailage :

$$M_{max} = \frac{-Pu \times l^2}{2} - p_{um} \times l$$

$$M_{max} = \frac{-12,36 (1,20)^2}{2} - 1,62 (1,20) = -10,84 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{10,84 \times 10^3}{15 (13,5)^2 100} = 0,0397 < \mu_{lu} = 0,392$$

$$= 1,251 - 1 - 2 \times 0,0397 = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,051 = 0,98$$

$$z = d * \beta = 13,5 \times 0,98 = 13,23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z}$$

$$A_s = \frac{10,34 \times 10^3}{348 \times 13,23} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Dans ce cas, on adopte : 4T12 /ml, soit : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $E = 15 \text{ cm}$

- Les armature de répartitions : [BAEL 91/99 A8.2.4.1]

Cas de la présence des charges concentrées :

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

-Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A8.2.4.2]

$$E \leq \min\{3a ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow E \leq \min\{30 ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow E \leq 30 \text{ cm}$$

On prend $E = 15 \text{ cm}$.

Dans ce cas, on adopte : 4T10 /ml, soit : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $E = 15 \text{ cm}$

III.2.4. Vérifications :**III.2.4.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min}$ condition Vérifiée.

III.2.4.2. Contrainte de cisaillement :

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

$$T = P_u + P_{um} = 12,36 + 1,62 = 13,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13,98 \times 10}{100 \times 13,4} = 0,01 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}; \dots \text{ Condition vérifiée}$$

III.2.5. Vérification à l'E.L.S:

III.2.5.1. Vérification des contraintes (E.L.S.) :**a) Moment de service :**

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} - p_{sm} \times l$$

$$M_{ser} = 7,75 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

Avec : $A'_s = 0$ et $n = 15$, Alors :

$$\frac{b}{2} y^2 - n A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 67,8 y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :**III.2.5.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7750}{8199,02} \times 3,65 = 3,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,45 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.5.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \geq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{7,75 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 141,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 141,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.5.4. Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

a) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 4,52} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm.}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,25 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,20)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,25} \left[\frac{8,77 \times 1,20}{8} + \frac{1,2}{3} \right] = 0,03 \text{ cm}$$

$$F = 0,03 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 120/250 = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,03 \text{ cm} < F_{adm} = 0,44 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III. Etude d'escalier:**III.3.1 Introduction :**

Les escaliers sont des éléments importants constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble et ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie.

Les escaliers permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre, poids des personnes et équipements...etc), ces différents charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformations, fissurations,...etc)., pour éviter ce risque en doit faire un choix judicieux du type de ferrailage.

III.3.2 Les caractéristiques d'un escalier :

- **Emmarchement** : la largeur de la volée.
- **Giron** : largeur d'une marche.
- **Paillasse** : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- **Palier** : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée,

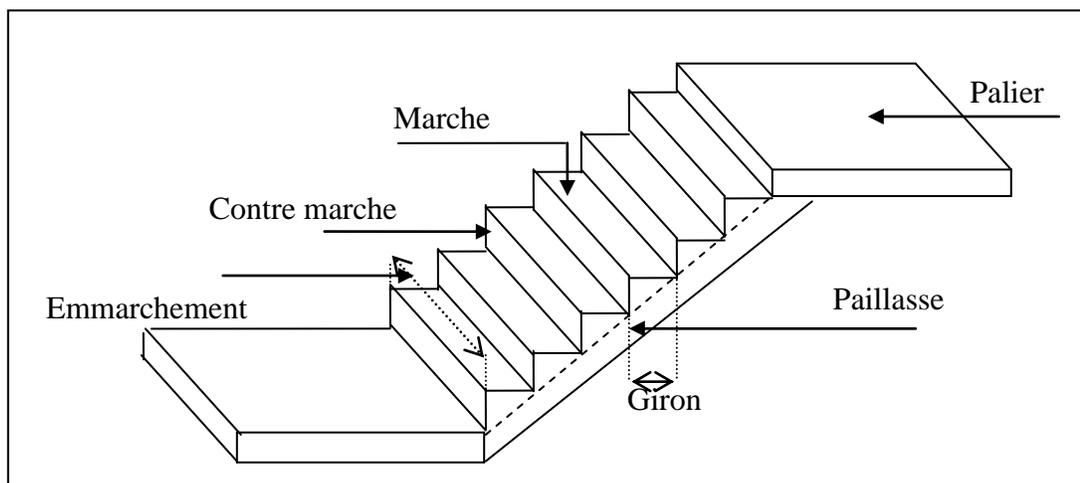


Figure III.4: Différentes élément d'un escalier.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers « escaliers droits ». Il s'agit d'un escalier composé d'une volée et de deux paliers.



Figure III.5: Schéma statique de l'escalier

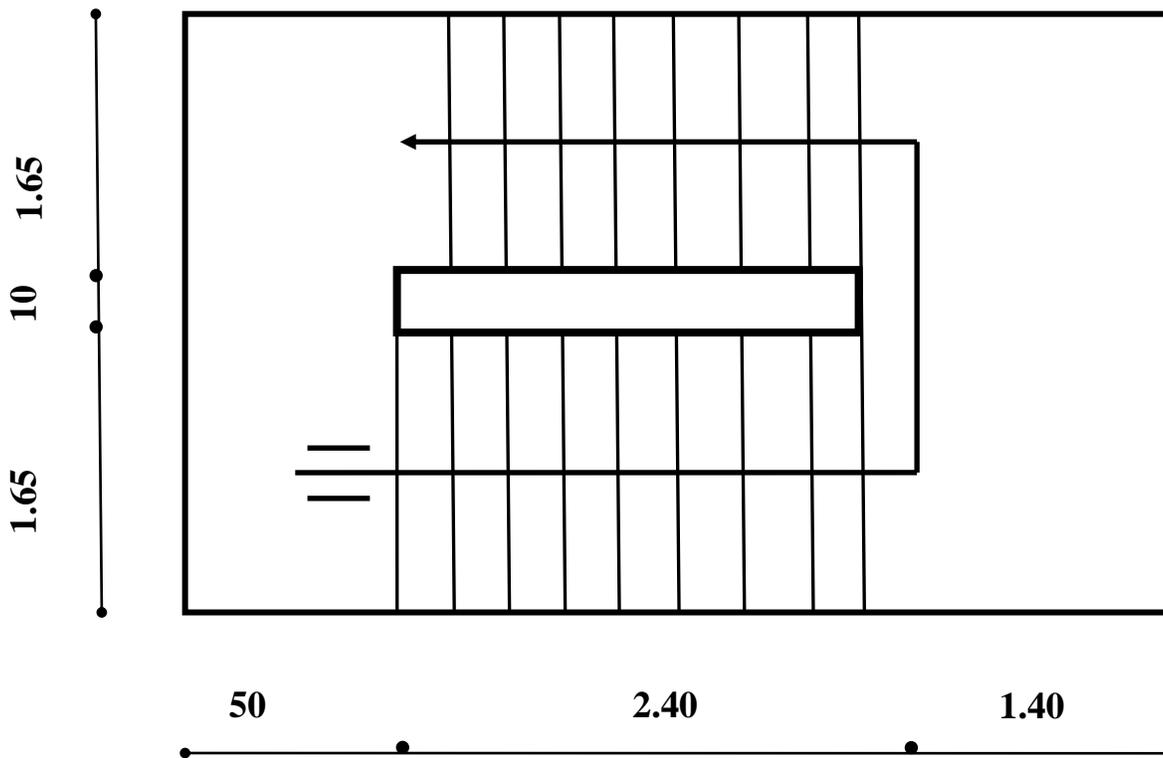


Figure III.6: Vue en plan de l'escalier

III.3.3. Dimensionnement de l'escalier :**a. Les marches :**

Soit

h : Hauteur des contre – marches.

H : demi hauteur de l'étage.

g : Giron (langueur d'une marche).

h_e : Hauteur d'étage.

L : Longueur horizontale de la volée.

$$H = n \cdot h \dots \dots \dots (1).$$

$$L = (n - 1)g \dots \dots \dots (2).$$

A partir de l'expression donnée par BLONDEL, on a :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (3).$$

$$(1) \Rightarrow H = n \cdot h \Rightarrow h = \frac{H}{n} \dots \dots \dots (A).$$

$$(2) \Rightarrow L = (n - 1)g \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1} \dots \dots \dots (B).$$

On remplace (A) et (B) dans (3) :

$$2 \left(\frac{H}{n} \right) + \left(\frac{L}{n - 1} \right) = 0.64$$

$$\Rightarrow 2 \left(\frac{1.53}{n} \right) + \left(\frac{2.4}{n - 1} \right) = 0.64$$

$$\Rightarrow \frac{3.06}{n} + \frac{2.4}{n - 1} = 0.64 \Rightarrow \frac{3.06 (n - 1)}{n(n - 1)} + \frac{2.4 n}{n(n - 1)} = 0.64$$

$$\frac{3.06 n - 3.06 + 2.4 n}{n^2 - n} = 0.64 \Rightarrow 5.46 n - 3.06 = 0.64 (n^2 - 1)$$

$$0.64 n^2 - 6.1 n + 3.06 = 0.$$

n est la racine positive de l'équation précédente ;

$$\Delta = (-6.1)^2 - 4(0.64)(3.06) = \sqrt{29.37} = 5.42$$

$$n_1 = \frac{+(-6.1) - 5.42}{2(0.64)} = 0.68 \text{ défavorable.}$$

$$n_2 = \frac{-(-6.1) + 5.42}{2(0.64)} = 9$$

$$(A) \Rightarrow h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ m}$$

$$(B) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.4}{9-1} = 0.30 \text{ m}$$

b. Epaisseur de la paillasse et de palier :

$$L_i = \frac{L}{\cos \alpha} \text{ avec :}$$

L_i : longueur incliné

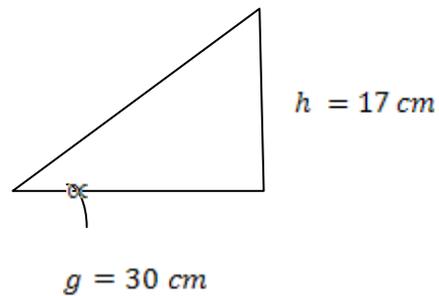
α : angle d'inclinaison.

Avec :

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$L_i = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{0.87} = 2.75 \text{ m}$$

$$\frac{L_i}{30} \leq e \leq \frac{L_i}{20} \Rightarrow 9.16 \text{ cm} \leq e \leq 13.75 \text{ cm}$$



On adopte l'épaisseur de palier 15 cm.

III.3.4.Evaluation des charges et surcharges :

a. La paillasse :

- 1-Carrelage horizontal ($e=2\text{cm}$; $\rho=0,2\text{kN/m}^3$)..... 0,40 kN/ m²
- 2-Carrelage vertical ($e=2\text{cm}$; $\rho=0,2\text{kN/m}^3 \text{ xh/g}$)..... 0,23 kN/ m²
- 3-Mortier de pose horizontal ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....0,40 kN/ m²
- 4-Mortier de pose vertical ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3 \text{ xh/g}$).....0,23 kN/ m²
- 5- Poids propre des marches ($\rho=22\text{kN/m}^3 \text{ xh/2}$).....1,87kN/ m²
- 6- Poids propre de la paillasse($\rho=25\text{kN/m}^3 \text{ x0,15/0,87}$). 3,45 kN/ m²

7-Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... $0,20\text{ kN/m}^2$

8- Garde corps $0,10\text{ kN/m}^2$

$$G=6,88\text{kN/m}^2$$

$$G = 6,88\text{kN/m}^2$$

$$Q = 2,5\text{ kN/m}^2$$

$$L'ELU: q_{u1} = [1,35G+1,5Q] \times 1 = 13,04\text{KN/ml}$$

$$L'ELS: q_{s1} = [G+Q] \times 1 = 9,38\text{KN/m}$$

b.Le palier :

1-Carrelage horizontal ($e=2\text{cm}$; $\rho=0,2\text{kN/m}^3$)..... $0,40\text{ kN/m}^2$

2-Mortier de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)..... $0,40\text{ kN/m}^2$

3- Poids propre de palier ($\rho=25\text{kN/m}^3 \times 0,15$). $3,75\text{ kN/m}^2$

4-Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... $0,20\text{ kN/m}^2$

$$G=4,75\text{kN/m}^2$$

$$G = 4,75\text{kN/m}^2$$

$$Q = 2,5\text{ kN/m}^2$$

$$L'ELU: q_{u2} = [1,35G+1,5Q] \times 1 = 9,15\text{KN/ml}$$

$$L'ELS: q_{s2} = [G+Q] \times 1 = 6,50\text{KN/m}$$

III.3.5.Calcul du moment maximal et efforts tranchants à l'E.L.U :

a.Détermination des réactions :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (13,04 \cdot 2,4) + (9,15 \cdot 1,90) = 48,68\text{ kN}$$

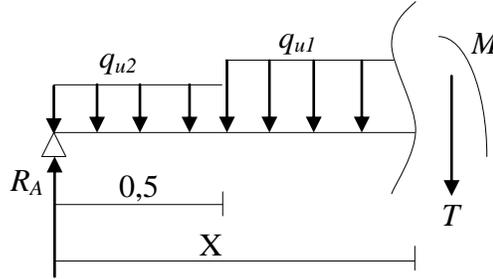
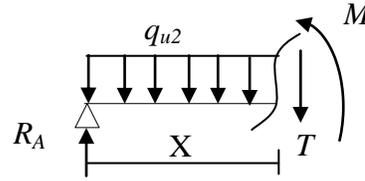
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 4,3 = 9,15 \cdot 0,50 \cdot 0,25 + 13,04 \cdot 2,4 \cdot 1,7 + 9,15 \cdot 1,4 \cdot 3,6$$

$$R_A = 25,32\text{kN} \quad \text{et} \quad R_B = 23,36\text{ kN}$$

b.Détermination du moment fléchissant et effort tranchant

$$0 \leq x \leq 0,5 \quad \begin{cases} T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 \quad \begin{cases} T(0) = R_A = 25,32 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\text{Pour } x=0,5 \quad \begin{cases} T(0,5) = 20,75 \text{ KN} \\ M(0,5) = 11,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0,5 \leq x \leq 2,4 \quad \begin{cases} T(x) = R_A - 0,5 \cdot q_{u2} - (x-0,5) \cdot q_{u1} \\ M(x) = R_A \cdot x - 0,5(x-0,5/2) \cdot q_{u2} - [(x-0,5)^2/2] \cdot q_{u1} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0,5 \quad \begin{cases} T(0,5) = 20,75 \text{ KN} \\ M(0,5) = 11,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2,9 \quad \begin{cases} T(2,9) = -10,55 \text{ KN} \\ M(2,9) = 23,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,4 \quad \begin{cases} T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x \\ M(x) = -R_B \cdot x + (q_{u2} \cdot x^2)/2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 \quad \begin{cases} T(0) = -R_B = -23,36 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1,4 \quad \begin{cases} T(1,4) = -10,55 \text{ KN} \\ M(1,4) = 23,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} \Rightarrow T(x) = 0$$

$$R_A - 0,5 \cdot q_{u2} - (x - 0,5) \cdot q_{u1} = 0 \Rightarrow x = 2,09m$$

Donc: $M_{max} = 28,01KN.m$

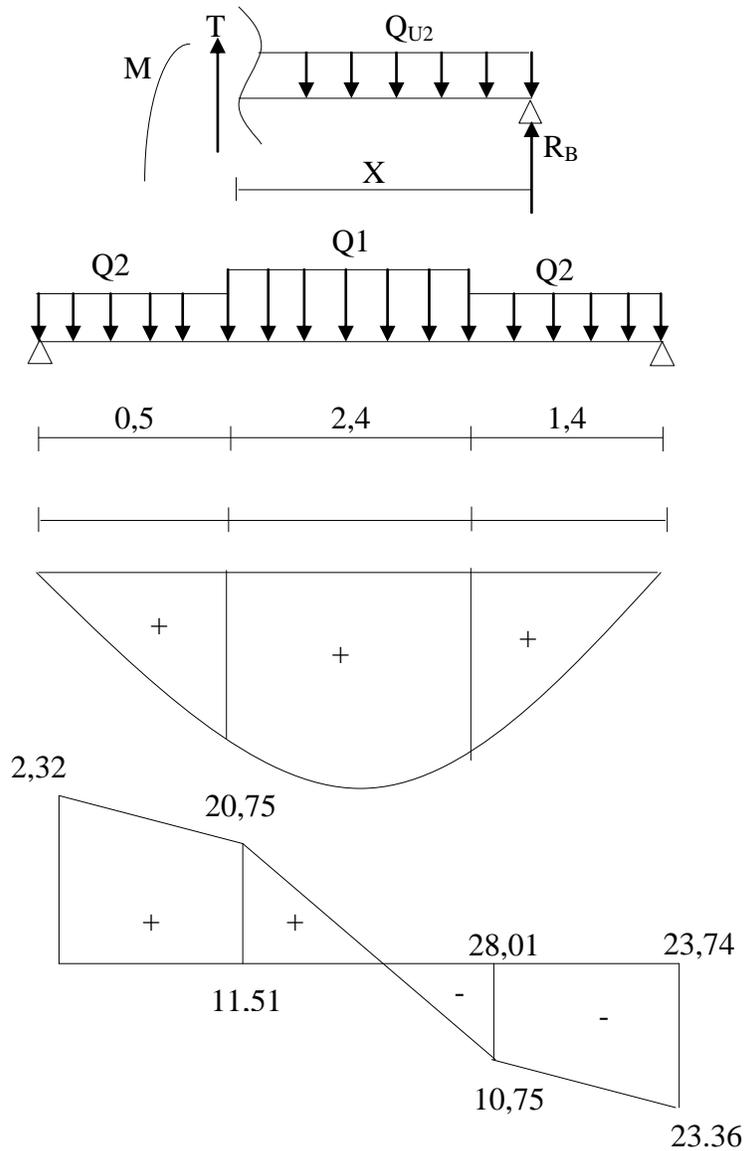


Figure III.7: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'E.L.U

Tableau III.1 : Sollicitations dans l'escalier.

appui	Réaction <i>kN</i>		Efforts tranchants $T_{\max}(kN)$		Moments Max(<i>kN.m</i>)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A	25,32	18,18	25,32	18,15	28,01	20,09
B	23,36	16,71				

III.3.6. Ferrailage de l'escalier :**En travée:**

Calcul d'une section rectangulaire (15×100) cm^2 à la flexion simple.

D'où : $M_t = 0,85 \cdot 28,01 = 23,81 \text{ kN.m}$

$$M_a = 0,40 \cdot 28,01 = 11,20 \text{ kN.m}$$

$$2100 = 0,087 < \mu l u = 0,392$$

$$= 1,251 - 1 - 2 \times 0,087 = 0,114$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,114 = 0,954$$

$$z = d * \beta = 13,5 \times 0,954 = 12,88 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z}$$

$$A_s = \frac{23,81 \times 10^3}{348 \times 12,88} = 5,31 \text{ cm}^2$$

Dans ce cas, on adopte : 5T12 /ml, soit : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $E = 25 \text{ cm}$

- Les armature de répartitions : [BAEL 91/99 A8.2.4.1]

Cas de la présence des charges concentrées :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A8.2.4.2]

$$E \leq \min\{3a ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow E \leq \min\{30 ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow E \leq 25 \text{ cm}$$

On prend $E = 25 \text{ cm}$.

Dans ce cas, on adopte : 4T10 /ml, soit : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $E = 25 \text{ cm}$

III.3.7. Vérifications al'E.L.U :**III.3.7.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition Vérifiée.

III.3.7.2. Contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{25,32 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,188 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) \quad ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 ; 5) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,188 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

Vérification au niveau des appuis:

$$\left(A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9.d} \right) \right) \Rightarrow \left(A \geq \frac{1,15}{400} \left(25,32.10^{-3} + \frac{11,20.10^{-3}}{0,9.13,5} \right) \right)$$

$$\Rightarrow (A \geq 0,000075 \text{ m}^2)$$

Donc $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A = 0,075 \text{ cm}^2$ conditoin vérifiée

III.3.8. Verification al'E.L.S:

comme la fissuration est peu nuisible, donc en vérifié uniquement la contrainte dans le béton (σ_b)

III.3.8.1. Vérification des contraintes (E.L.S.) :**a) Position de l'axe neutre :**

Avec : $A'_s = 0$ et $n = 15$, Alors :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1144,125 = 0 \Rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :**III.3.8.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17078,0}{9781,96} \times 4,01 = 7,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,0 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau III.2 : Ferrailage de l'escalier.

	$M_{max}(kN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A^{cal}(cm^2l)$	$A^{min}(cm^2l)$	$A^{ad}(cm^2ml)$	st(cm)
travée	23,81	0,087	0,114	0,128	5,31	1,63	5T12=5,65	25
appui	11,20	0,041	0,052	13,22	2,43	1,63	4T10=3,14	25

Tableau III.3 : Vérification des contraintes (E.L.S.) .

	$M_{ser}(kN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}(MPa)$
travée	17,08	4,01	9781,96	7,0	15	Condition vérifiée
appui	8,04	3,13	6087,13	4,1	15	Condition vérifiée

III.3.8. 3.Vérification de la flèche: Selon le B.A.E.L 91, on

$$a \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \right) \Rightarrow (0,035 > 0,033) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \right) \Rightarrow (0,0042 < 0,005) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.9 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

III.3.9.1.Dimensionnement:

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91**, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow h = 35cm \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3 \cdot 27 \leq b \leq 0,4 \cdot 27 \Rightarrow b = 30cm \end{array} \right.$$

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 35 \geq 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.3.9.2.Charge supportée par la poutre:

a)Chargement de la partie droite de la poutre :

Poids propre de la poutre: $0,35 \times 0,3 \times 25 = 2,625 KN/m$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,81 \times (3,06 - 0,3) = 7,76 KN/m$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 23,36 KN/m$

L'ELU: $q_{ul} = 1,35(2,625 + 7,76) + 23,36 = 37,38 KN/m$

L'ELS: $q_{se} = (2,625 + 7,76) + 23,36 = 33,745 KN/m$

b)Calcul des sollicitations :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 40,05 KN.m.$$

$$M_t = 0,85.M_0 = 34,04 \text{ kN.m.}$$

$$M_a = 0,4.M_0 = 16,02 \text{ kN.m.}$$

Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre .

caractéristiques	$h=35(\text{ cm})$	$b=30(\text{ cm})$	$d=31,5(\text{ cm})$	$\sigma_s=348\text{MPa}$	$F_e=400\text{MPa}$
	$M_{max}(\text{ kN.m})$	μ_{bu}	$Z(\text{ m})$	$A^{\text{calu}}(\text{ cm}^2/\text{ ml})$	$A^{\text{adop}}(\text{ cm}^2/\text{ ml})$
travée	34,04	0,0762	30,50	3,21	5T12=5,65
appui	16,02	0,0359	31,04	1,48	3T12=3.39

III.3.9.3. Vérifications a l'E.L.U :

III.3.9.3.1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition Vérifiée.

En appuis : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition Vérifiée

III.3.9.3.2. Contrainte de cisaillement :

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

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{37,38 \times 3}{2} = 56,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{56,07 \times 10}{30 \times 31.5} = 0,59 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa);$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 ; 5) = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 0,59 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau III.5 : Vérification des contraintes (E.L.S) .

	$M_{ser}(kN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(MPa)$
travée	32 ,27	10,81	48911,54	7,13	15	Condition vérifiée
appui	15,19	8,78	33017,07	4.039	15	Condition vérifiée

III.3.9. 4. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \right) \Rightarrow \left(\frac{35}{300} \geq \frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0,117 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{iser}}{10M_{osier}} \right) \Rightarrow \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{32,27}{379,6} \right) \Rightarrow (0,117 > 0,085) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{5,65}{30 \cdot 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \right) \Rightarrow (0,0051 < 0,0105) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

III.3.9. 5. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:

$$\Phi_t \leq \min (h/35; b/10; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (10; 30; 12)$$

On adopte: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

III.3.9. 6. Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (28,35 ; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ Zone courante : } St \leq h/2 = 31,5/2 = 15,75 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } St \leq \min (h/4; 12 \Phi) = \min (31,5/4; 12 \Phi) = 7,88 \text{ cm}$$

On adopte les espacements suivants :

$$\checkmark \text{ Zone courante : } St = 15 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } St = 10 \text{ cm}$$

III.3.10. 6 Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,295; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq \frac{0.4 \times b}{fe} = \frac{0.40 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

III.3.11. Section des armatures transversales:

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$Fe = 400 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15 \text{ (cas courant)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,59 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 400} = 0,00383 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) : $\begin{cases} A_t \geq 0,03 \cdot S_t \\ \text{on prend: } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Donc on prend $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ soit $4\phi 6$

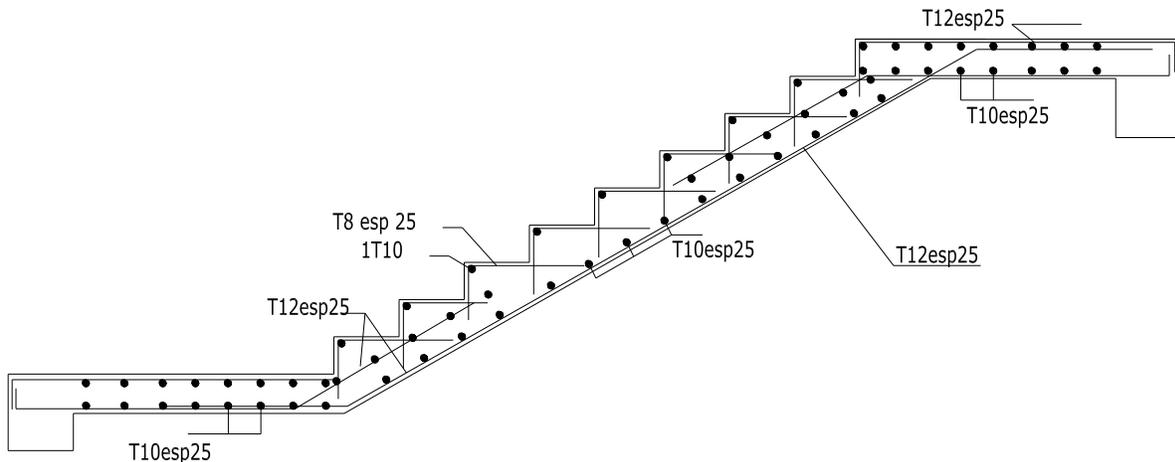


Figure III.8.Ferraillage Escaliers : ep=15cm

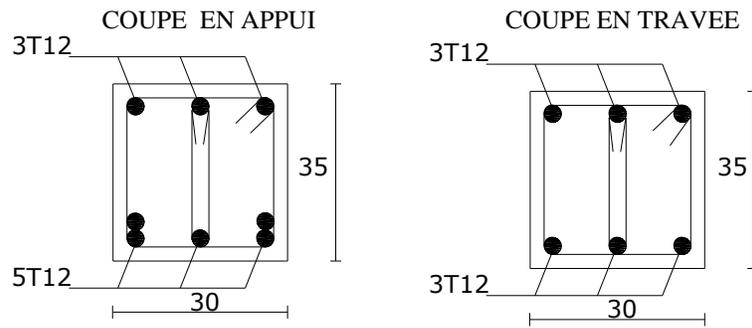


Figure III.9 Ferrailage de Poutre palier

Chapitre IV

Etudes des planchers

IV Etudes des planchers :

IV.1 Introduction:

Les plancher ont un rôle très important dans la structure, Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, assurent l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

IV.2 Fonctions nécessaires du plancher :

- Résistance mécanique.
- Rigidité aux déformations.
- Etanchéité.
- Isolation thermique.
- Résistance à l'incendie accidentel.
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication.

IV .3 Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**, Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

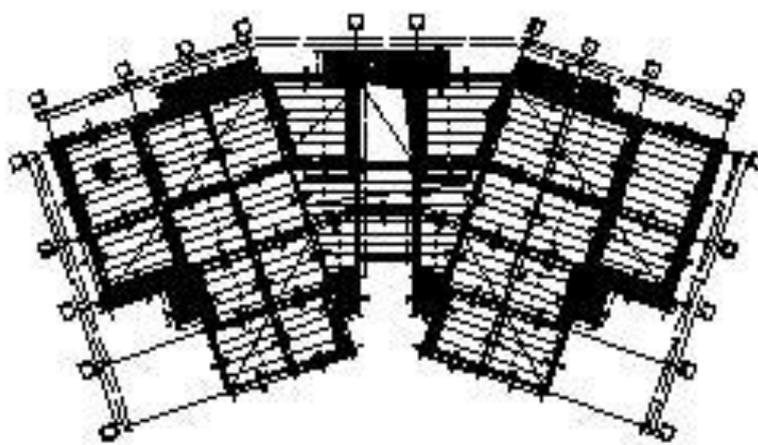


Figure IV.1: Disposition des poutrelles.

- **Calcul des efforts dans les poutrelles :**

Tableau IV.1: Charges supporté par les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E,LU $N_u=1,35G+1,5Q$	E,L,S $N_s=G + Q$
Plancher terrasse	6,79	1	10,67	7,79
Plancher étage courant	5,6	1,50	9,81	7,1

- **Sollicitations combinées**

a) **Terrasse :** (b= **0,65**: largeur de la table de compression)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u=(10,67) \times 0,65= 6,94 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } q_s= (7,79) \times 0,65 = 5,06 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

b) **Etage courant RDC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u= (9,81) \times 0,65= 6,38 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } q_u= (7,1) \times 0,65= 4,62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.4 Méthode de calcul :

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode d'ALBERT Caquot.
- Méthode des Trois Moments.

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls.

a) **Méthode Forfaitaire: (Art/B.6.2.21 BAEL 91)**

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Cette méthode n'est applicable que si les "quatre" conditions suivantes sont vérifiées :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

- Fissuration considérée comme peu préjudiciable.

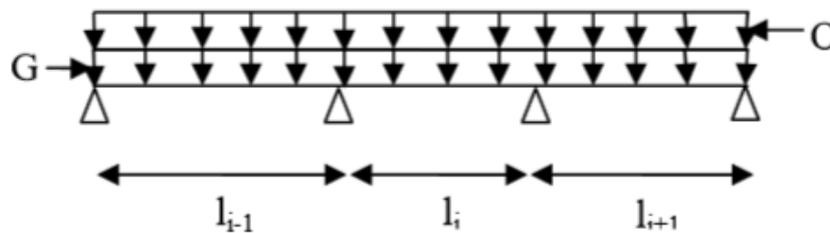


Figure IV.2: Schéma d'une poutre continue.

➤ Principe de la méthode:

1. Valeurs des moments:

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie et soit α Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

- **En travées :**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

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

- **En appuis :**

❖ Moment en appui intermédiaire :

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- ✓ $0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.

✓ $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de

L'appui considéré $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_e : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_w : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l : portée de la travée.

- **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictive égale à $(-0,15M_0)$.

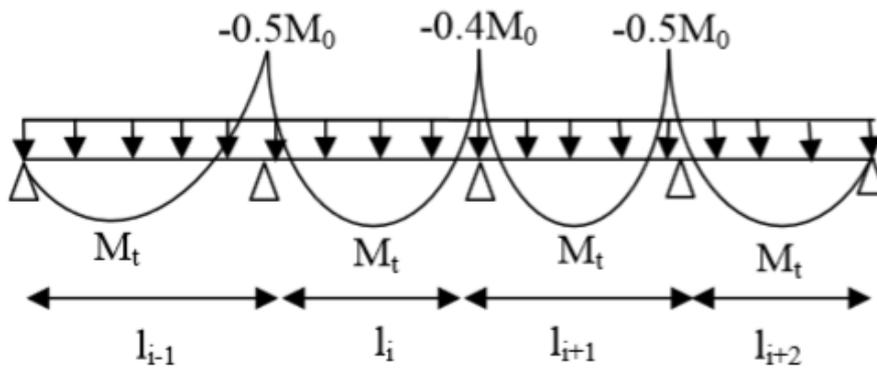


Figure IV.3: Moments d'une poutre à plus de 2 travées.

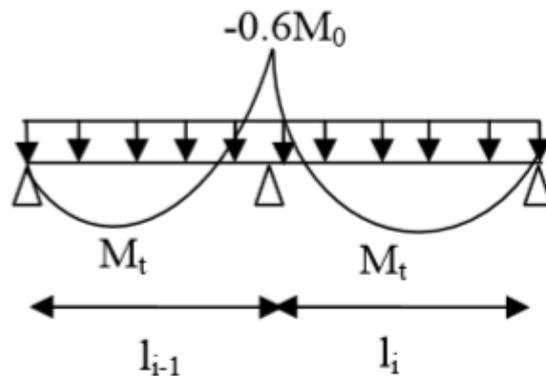


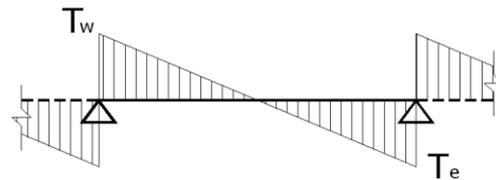
Figure IV.4: Moments d'une poutre à 2 travées.

2. Efforts tranchants :

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 BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$



b) Méthode de ALBERT Caquot : (art/B,6,2,221 BAEL 91):

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles.

➤ **Principe de la méthode :**

Les moments d'un appui sont calculés en tenant compte des charges sur les travées encadrant cet appui c'est à dire la travée située à gauche de l'appui, qui sera affectée de l'indice "w", et la travée située à droite de l'appui, qui sera affectée de l'indice "e", Les charges uniformément réparties : "P_w" sur la travée gauche» "P_e" sur la travée droite/

1. Valeurs des moments :

- **Moment sur appui :**

Le moment sur appui est calculé par la formule suivante:

$$M_i = - \frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L_w + L_e)}$$

Avec :

Pour travée de rive $\begin{cases} L'_w = L_w \\ L'_e = L_e \end{cases}$

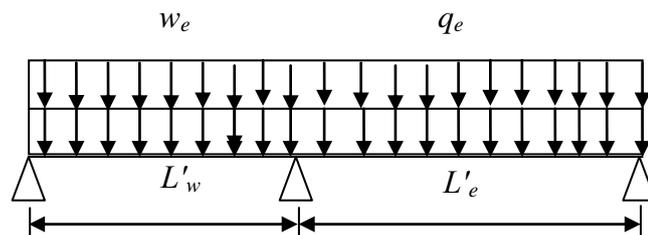


Figure IV.5 : Schéma d'une poutre continue.

Pour travée intermédiaire $\begin{cases} L'_w = 0.8 L_w \\ L'_e = 0.8 L_e \end{cases}$

• **Moment sur travée :**

Le moment sur travée est calculé par la formule suivante:

$$\begin{cases} M_{tm} = \frac{P \times X_{tm}^2}{2} + M_w \\ X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \end{cases}$$

X_{tm} : Abscisses de la valeur max du moment en travée.

2. Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w - qL \end{cases}$$

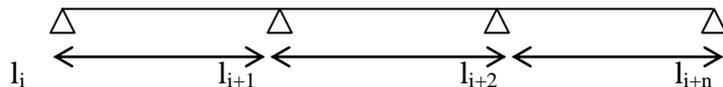
c) Méthode de trois moments (Méthode RDM) :

On applique cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée (la condition de fissuration), dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments, elle est définie par la formule suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} / l_i - 6S_{i+1} / l_{i+1},$$

Avec $S_0 = S_{xa}$

i=1 i=2 i=3 i= n



l_i, l_{i+1}	Les portées entre les appuis
M_{i-1}, M_i, M_{i+1}	Sont les moments aux appuis
S	Représente l'aire du diagramme du moment
a	La distance entre le c g de l'aire de diagramme et l'appui

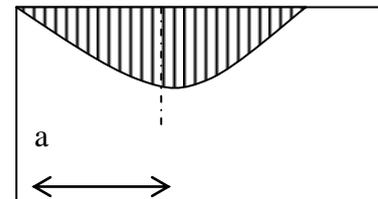
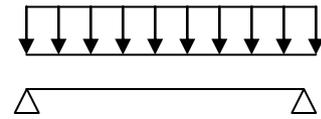
Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée

$$S = 2h/3l_1$$

$$\Rightarrow S_0 = hl_1^2/3$$

$$a = l_1/2$$

Avec: $h = ql^2/8$



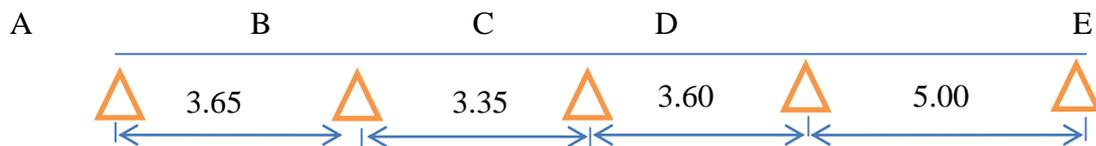
Après résoudre les équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.

IV.5 Planchers étage courant :

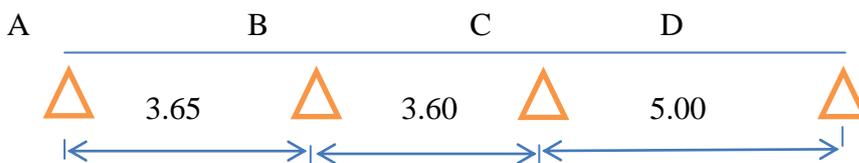
IV.5.1 Étude des poutrelles Planchers étages étage courant :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

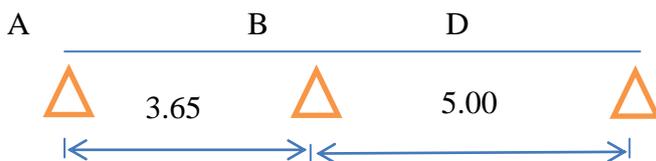
➤ **Type 01 :**



➤ **Type 02 :**



➤ **Type 03:**



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

$$Q = 1,5 \text{ kn / m}^2 < (2G = 11,2 \text{ kn / m}^2 ; 5 \text{ kn / m}^2)$$

$$Q=1,5 \text{ kn / m}^2 \leq 11,2 \text{ kn / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{Cte}$)....Condition vérifiée.

- Fissuration peu préjudiciable.....Condition non vérifiée

- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Portée	3,65	3,35	3,60	5,00
Rapport	1,08	0,93	0,72	

Travées	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C
Portée	3,65	3,60	5,00	3,65	5,00
Rapport	1,01	0,72	0,73		

Tableau IV.2: Rapport entre les travées successives.

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 4 éme condition de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiée, presque le rapport entre les travées successives n'est pas applicable, On propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode d'ALBERT CAQUOT.

✓ ... Exemple de calcul par la Méthode de CAQUOT de type 01 :

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	3,65	6,94	0	-8,75	15,06	-10,27	1,48	7,59
BC	3,35	6,94	-8,75	-6,33	10,90	-12,35	1,78	2,23
CD	3,6	6,94	-6,33	-10,43	13,63	-11,35	1,64	2,95
DE	5	6,94	-10,43	0,00	15,26	-19,44	2,80	16,79

Tableau IV.3: résultats des moments et effort tranchants à ELU.

travée	L (m)	Q (Kn/ml)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	3,65	5,06	0	-6,38	10,98	-7,49	1,48	5,54
BC	3,35	5,06	-6,38	-4,62	7,95	-9,00	1,78	1,62
CD	3,6	5,06	-4,62	-7,60	9,94	-8,28	1,64	2,15
DE	5	5,06	-7,60	0,00	11,13	-14,17	2,80	12,24

Tableau IV.4: résultats des moments et effort tranchants à ELS.

Type	Travée	L(m)	E.L.U /Qu(Kn/MI),M(KN. m) et T(KN)						
			Qu	M _w	M _e	V _w	V _e	X _{tm}	M _t
1	AB	3,65	6,94	0	-8,75	15,06	-10,27	1,48	7,59
	BC	3,35	6,94	-8,75	-6,33	10,90	-12,35	1,78	2,23
	CD	3,6	6,94	-6,33	-10,43	13,63	-11,35	1,64	2,95
	DE	5	6,94	-10,43	0,00	15,26	-19,44	2,80	16,79
2	AB	3,65	6,94	0	-9,07	15,15	-10,18	1,47	7,47
	BC	3,6	6,94	-9,07	-10,43	12,87	-12,11	1,75	1,50
	CD	5	6,94	-10,43	0,00	15,26	-19,44	2,80	16,79
3	AB	3,65	6,94	0	-12,02	15,96	-9,37	1,35	6,33
	BC	5	6,94	-12,02	0,00	14,95	-19,75	2,85	16,09

Tableau IV.5: Sollicitation ELU de calcul des poutrelles de plancher étage.

Type	Travée	L(m)	E.L.U /Qu(Kn/MI), M(KN. m) et T(KN)						
			Qu	M _w	M _e	V _w	V _e	X _{tm}	M _t
1	AB	3,65	5,06	0	-6,38	10,98	-7,49	1,48	5,54
	BC	3,35	5,06	-6,38	-4,62	7,95	-9,00	1,78	1,62
	CD	3,6	5,06	-4,62	-7,60	9,94	-8,28	1,64	2,15
	DE	5	5,06	-7,60	0,00	11,13	-14,17	2,80	12,24
2	AB	3,65	5,06	0	-6,61	11,05	-7,42	1,47	5,45
	BC	3,6	5,06	-6,61	-7,60	9,38	-8,83	1,75	1,10

	CD	5	5,06	-7,60	0,00	11,13	-14,17	2,80	12,24
3	AB	3,65	5,06	0	-8,76	11,64	-6,83	1,35	4,61
	BC	5	5,06	-8,76	0,00	10,90	-14,40	2,85	11,73

Tableau IV.6: Sollicitation ELS de calcul des poutrelles de plancher étage.

Les sollicitations :

ELU : $M_{t \max} = 16,79 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -12,02 \text{ KN.m}$; $V_{\max} = 15,96 \text{ KN}$

ELS : $M_{t \max} = 12,24 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -8,76 \text{ KN.m}$

III.5.2 Ferrailage longitudinal :

1. Ferrailage en travée :

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 73,84 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{Tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$). (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire).

$$M_{t \max} = 15,34 \text{ KN.m}$$

$b = 65 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$; $d = 22 \text{ cm}$; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15,34 \times 10^6}{14,2 \times 650 \times 220^2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,98$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15,34 \times 10^6}{348 \times 0,98 \times 220} = 3,18 \text{ cm}^2.$$

2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 220 \times 2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$3,18 \text{ cm}^2 \geq 1,73 \text{ cm}^2$ Condition vérifié

On prend $A_a = \max(A_{\min}, A) = 3,18 \text{ cm}^2$

$$\text{Choix } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

3. Ferrailage de l'appuis :

Aux appuis intermediaires:

$$M_{a \max} = -12.02 \text{ kN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm} \quad d = 22 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12.02 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 220^2} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.99$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12.02 \times 10^6}{348 \times 0.99 \times 220} = 2.47 \text{ cm}^2$$

4. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 220 \times 2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$2.47 \text{ cm}^2 > 0.27 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend : } A_a = \max(A_{\min}, A) = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

5. Aux appuis de rive :

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6.38 \times 5.1^2}{8} = 19.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.15 M_0 = 2.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.11 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 220^2} = 0.04 < 0.392$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.98$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2.99 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 220} = 0.62 \text{ cm}^2$$

6. Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91 :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2.$$

$$0.42 \text{ cm}^2 > 1.73 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{min}; A) = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } 1\text{T}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

7. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 14.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{14.76 \times 10^3}{100 \times 220} = 0.76 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible Art A.5.1. 211 BAEL91

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.3 Ferrailage transversal art. A.7.2.2 BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{240}{35}, \frac{100}{10}, 10\right\} = 6.86 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ on adopte $2\text{Ø}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1.23 BAEL9) :

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient} \begin{cases} S_t \leq 0,9 \times 400 \times \frac{1,01}{10 \times (0,78 - 0,3 \times 2,1)} = 40,7 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{1,01 \times 235}{0,4 \times 10} = 59,34 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{t\min} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad \text{CV Influence}$$

2. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91 :

▪ Pour Appuis de rive :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \text{ KN}$$

$$14,76 \text{ KN} \leq 132 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

▪ Pour un appui intermédiaires :

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art A.5.1.321/ BAEL91 :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[14,76 + \frac{14,76 \times 10^2}{0,9 \times 22} \right] = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 > 0,29 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

III.5.4 Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321

BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{14.76 \times 27.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 22 \times 4} = 0.87 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.5.5 Vérification à l'état limite de service ELS :

ELS : $M_{t \max} = 11.17 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -8.00 \text{ KN.m}$

3. Sur travée ;

Moment service	M_{ser}	11.17 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{15} = 0.78 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.78 \times 22 = 34.32 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 34.32} = 5.13 \text{ cm}$	5.13 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65 \cdot (5.13)^3 / 3) + 5 \times 3.39 (22 - 5.13)^2$ $= 17396.88 \text{ cm}^4$	17396.88 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{\text{ser}} / I$	0.64 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3.29 MPa

Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	162.48MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.29 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{MPa}$	266.66 > 202

4. Sur appui :

Moment service	M_{ser}	8.00KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 x \frac{2.26}{15} = 0.52 \text{cm}$ $E = 2.D.d = 2 x 0.52 x 22 = 22.88 \text{ cm}^2$ $Y = -0.52 + \sqrt{0.52^2 + 22.88} = 4.29 \text{cm}$	4.29cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (65.(4.29)^3/3) + 15x2.26(22-4.19)^2 = 11151.70 \text{cm}^4$	12343.19 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.65Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	2.78MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	172.16 MPa

Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.78 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	266.66 ≤ 400

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes.

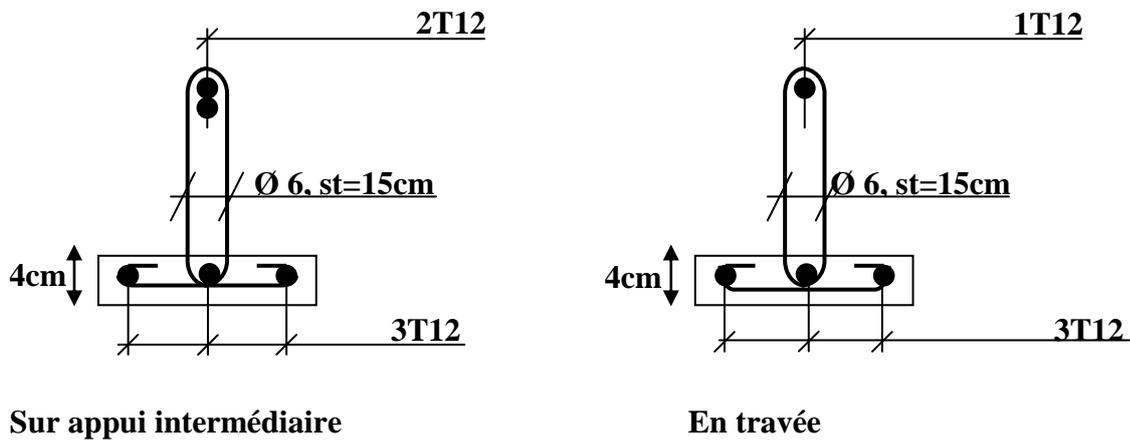


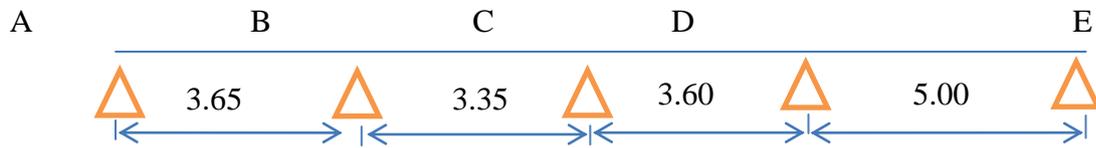
Figure IV.5 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.

IV.6 Planchers terrasse :

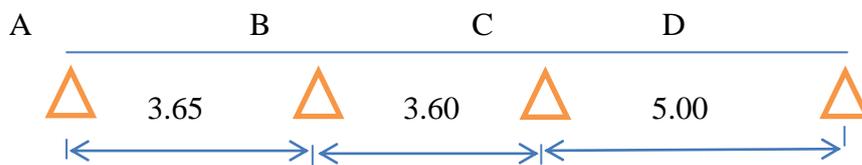
IV.6.1 Étude des poutrelles Planchers Terrasse :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

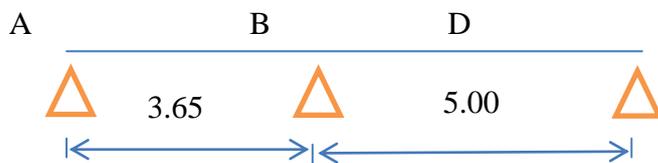
➤ Type 01 :



➤ Type 02 :



➤ Type 03:



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

$$Q = 1,5 \text{ kn / m}^2 < (2G = 11,2 \text{ kn / m}^2 ; 5 \text{ kn / m}^2)$$

$$Q = 1,5 \text{ kn / m}^2 \leq 11,2 \text{ kn / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

•..... Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{cte}$) Condition vérifiée.

•..... Fissuration peu préjudiciable Condition non vérifiée.

•..... Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Portée	3,65	3,35	3,60	5,00
Rapport	1,08	0,93	0,72	

Travées	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C
Portée	3,65	3,60	5,00	3,65	5,00
Rapport	1,01	0,72	0,73		

Tableau IV.8: Rapport entre les travées successives.

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \text{ Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 3^{eme} et 4^{eme} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, presque le rapport entre les travées successives n'est pas applicable en plus n'est pas vérifiée la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse). On propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode d'ALBERT CAQUOT.

✓**Exemple de calcul type 01 :**

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	3,65	6,94	0	-8,75	15,06	-10,27	1,48	7,59
BC	3,35	6,94	-8,75	-6,33	10,90	-12,35	1,78	2,23
CD	3,6	6,94	-6,33	-10,43	13,63	-11,35	1,64	2,95
DE	5	6,94	-10,43	0,00	15,26	-19,44	2,80	16,79

Tableau IV.6: résultats des moments et effort tranchants à ELU,

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	3,65	5,06	0	-6,38	10,98	-7,49	1,48	5,54
BC	3,35	5,06	-6,38	-4,62	7,95	-9,00	1,78	1,62
CD	3,6	5,06	-4,62	-7,60	9,94	-8,28	1,64	2,15
DE	5	5,06	-7,60	0,00	11,13	-14,17	2,80	12,24

Tableau IV.7 : résultats des moments et effort tranchants à ELS.

Type	Travée	L(m)	E.L.U /Qu(Kn/ML), M(KN. m) et T(KN)						
			Qu	M_w	M_e	V_w	V_e	X_{tm}	M_t
1	AB	3,65	6,94	0	-8,75	15,06	-10,27	1,48	7,59
	BC	3,35	6,94	-8,75	-6,33	10,90	-12,35	1,78	2,23
	CD	3,6	6,94	-6,33	-10,43	13,63	-11,35	1,64	2,95
	DE	5	6,94	-10,43	0,00	15,26	-19,44	2,80	16,79
2	AB	3,65	6,94	0	-9,07	15,15	-10,18	1,47	7,47
	BC	3,6	6,94	-9,07	-10,43	12,87	-12,11	1,75	1,50
	CD	5	6,94	-10,43	0,00	15,26	-19,44	2,80	16,79
3	AB	3,65	6,94	0	-12,02	15,96	-9,37	1,35	6,33
	BC	5	6,94	-12,02	0,00	14,95	-19,75	2,85	16,09

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations ELU poutrelles (terrasse).

Type	Travée	L(m)	E.L.U /Qu(Kn/ML), M(KN. m) et T(KN)						
			Qu	M _w	M _e	V _w	V _e	X _{tm}	M _t
1	AB	3,65	5,06	0	-6,38	10,98	-7,49	1,48	5,54
	BC	3,35	5,06	-6,38	-4,62	7,95	-9,00	1,78	1,62
	CD	3,6	5,06	-4,62	-7,60	9,94	-8,28	1,64	2,15
	DE	5	5,06	-7,60	0,00	11,13	-14,17	2,80	12,24
2	AB	3,65	5,06	0	-6,61	11,05	-7,42	1,47	5,45
	BC	3,6	5,06	-6,61	-7,60	9,38	-8,83	1,75	1,10
	CD	5	5,06	-7,60	0,00	11,13	-14,17	2,80	12,24
3	AB	3,65	5,06	0	-8,76	11,64	-6,83	1,35	4,61
	BC	5	5,06	-8,76	0,00	10,90	-14,40	2,85	11,73

Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations ELS poutrelles (terrasse).

Les sollicitations :

ELU : $M_{t \max} = 16.79 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -12.02 \text{ KN.m}$; $V_{\max} = -15.96 \text{ KN}$

ELS : $M_{t \max} = 12.24 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = -8.76 \text{ KN.m}$

IV.6.2 Ferrailage longitudinal :

1. Ferrailage en travée :

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 73,84 \text{ KN.m}$$

Mu < MTu ⇒ L'axe neutre passe par la table de comprimés, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire (b×h), (Annexede l'organigramme de section rectangulaire).

$$M_{t \max} = 16.79 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 24 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16.79 \times 10^6}{14,2 \times 650 \times 220^2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,984$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16.79 \times 10^6}{348 \times 0,984 \times 220} = 3,46 \text{ cm}^2$$

2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 220 \times 2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

3. Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 24 \times 65 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2,03 \text{ cm}^2$$

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

4. Ferrailage appuis :

Aux appuis intermediaires:

$$M_{a \max} = -12.02 \text{ kN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm} \quad d = 22 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12.02 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 220^2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,99.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12.02 \times 10^6}{348 \times 0,99 \times 220} = 2,47 \text{ cm}^2$$

5. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 220 \times 2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

6. Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 24 \times 10 = 0,24 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max (A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2,66 \text{ cm}^2$

Choix **3T12 = 3,39 cm²**.

1. Aux appuis de rive :

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,94 \times 5,00^2}{8} = 21,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ap}} = 0,15 M_0 = 3,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3,50 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 220^2} = 0,05 < 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,98$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{3,50 \times 10^6}{348 \times 0,97 \times 220} = 0,67 \text{ cm}^2$$

2. Condition de non fragilité Art A-4,2,1/ BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{f_e} ; A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$0,52 \text{ cm}^2 > 0,27 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

On prend $A_a = \max (A_{\min} ; A) = 0,52 \text{ cm}^2$

on adopte **1T12 = 1,13 cm²**

3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 15,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ Art A-5,1,1}$$

$$\tau_u = \frac{15,96 \times 10^3}{100 \times 220} = 0,73 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.6.3 Ferrailage transversal art, A,7,2,2BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l_{min}} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{240}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = 6.86$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ on adopte **2Ø8 = 1,01 cm²**

1. Calcul de l'espacement (Art .A.5.1.23 BAEL9) :

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0.9 \times 400 \times \frac{1.01}{10 \times (0.95 - 0.3 \times 2.1)} = 40.70 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0.9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19.8 \\ S_t \leq \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_{t_{min}} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{t_{min}} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad \text{CV Influence}$$

2. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91 :

▪ Pour Appuis de rive :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \text{ KN}$$

$$15.96 \text{ KN} \leq 132 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

- **Pour un appui intermédiaire :**

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art A,5,1,321/ BAEL91 :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[15.96 + \frac{16.79 \times 10^2}{0.9 \times 22} \right] = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 0.29 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.6.3 Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{15.96 \times 27.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 22 \times 24} = 0.85 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa CV}$$

IV,5,4 Vérification à l'état limite de service ELS :

$$\text{ELS : } M_{i \max} = 12.24 \text{ KN.m ; } M_{a \max} = -8.76 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.9 : Vérification des contraintes-Sur travée

Moment service	M_{ser}	12.24KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2, \times D \times d = 2 \times 0,78 \times 22$ $= 34,32 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 34,32}$ $= 5,13 \text{ cm}$	5,13cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	17396,88cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,70Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3,61MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	178.04MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 ,5 ,2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,61 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	266.66 < 400

Tableau IV.10 : Vérification des contraintes-Sur appui

Moment service	M_{ser}	8.76KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2, \times D \times d = 2 \times 0,78 \times 22$ $= 34,32 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 34,32}$ $= 5,13 \text{ cm}$	5,13cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	17396.88cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,50MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	2.58MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	127.42MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 ,5 ,2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.58 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	266.66 < 400

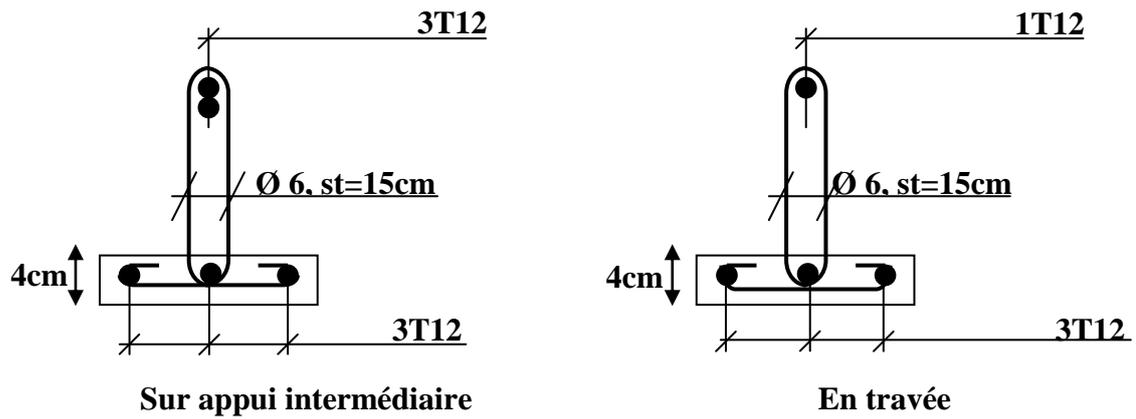


Figure IV.6 : Schémas ferrailage des poutrelles PlancherTerrasse.

I.7 Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons présentés différents types de poutrelles ont été étudiées et ferrillées.

Chapitre V

Etude Sismique

V.1 Introduction:

Le calcul parasismique a pour but, l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique, le dimensionnement des éléments de résistance, d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique. En connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

V.2 Définition :

Séisme ou **tremblement de terre**, secousse ou succession de secousses plus ou moins violentes du sol.

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des Sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

V.3 Causes du séisme :

- 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau souterraine.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.4 Risque sismique :

C'est la probabilité que les conséquences sociales et économiques des séismes soient supérieures ou égales à des valeurs (ou niveaux) spécifiées, en un site et durant une période d'exposition spécifiée. Par conséquences sociales, il faut entendre le bilan prospectif en

nombre de victime (morts, blessés et sans abris) et par conséquences économiques, le coût des dommages subis par les biens, des immobilisations et des interruptions des activités économiques.

V.5 Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.6 Modélisation de la structure :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

V.6.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds des différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type Slab à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.6.2 Modélisation de masse :

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge D'exploitation et donné par le tableau **4.5. (RPA99 version 2003)**.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 2,5t/m³.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

V.7 Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

- **Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)** : combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires

ELU : 1.35 G +1.5Q

ELS : G+Q

- **Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]** : combinaisons accidentelles

Art 5.2

ELA : G+Q ±E (5-1)

EL^A : 0,8G ±E (5-2)

Avec : G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

V.8 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.8.1 méthode statique équivalente:

Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

Principe de la méthode :

Dans cette méthode, RPA 99/V.2003 propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme ou par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le

mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99/V.2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- ❖ Tous groupes

Zone II :

- ❖ Groupe d'usage 3
- ❖ Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- ❖ Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

V.8.2 méthode d'analyse modale spectrale:

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur : La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

Domaine d'application :

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.

V.8.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Principe de la méthode :

Le même principe que la méthode d'analyse modale spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

V.8.4 Choix de la méthode de calcul :

Critères de classification par RPA 99 v 2003 :

- **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est devisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, se situe dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

- **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Donc : ' **Groupe2**' (Article 3.2 Du RPA99/V2003).

V.9 Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme «spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

et :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité .

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2 .

S3 : Sol meuble $\Rightarrow T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

$A = 0,15$ (tableau 4.1 RPA99/version2003) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa.} \\ \text{Groupe d'usage 2.} \end{array} \right.$

$\xi = 10\%$ Tableau 4.2 du RPA99 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{array} \right.$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \geq 0,7 \quad \text{C. V}$$

• **R : Coefficient de comportement de la structure ;**

Sa valeur unique est donnée par le tableau suivant en fonction du système de contreventement en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite. Sa valeur est donnée au tableau suivant :

On prend $R = 5$

• **Q : facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (RPA 99 révisée en 2003).

$$Q = 1 + (0,05 + 0,1) = 1,15.$$

V.10 La valeur de la période fondamentale « T » :

La période fondamentale de la structure peut être estimée à partir des 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 ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q : Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

On à :

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

-Sol meuble $\Rightarrow T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

On à : $T_2 \leq T \leq 3 T_2 \leq T \leq 3$ s $\rightarrow 0,3 \leq 0,5 \leq 3$ s

- T : La valeur de la période fondamentale T
- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 18,36$ m
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

$C_t = 0,050$ car le système de contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,050 \times 18,36^{3/4} = 0,443 \text{ s.}$$

$$T'_x = \frac{0.09h_N}{\sqrt{l_x}} = 0,272 \text{ s} \quad \text{avec: } l_x = 36,80 \text{ m.}$$

$$T'_y = \frac{0.09h_N}{\sqrt{l_y}} = 0,385 \text{ s} \quad \text{avec: } l_y = 18,43 \text{ m.}$$

Dans ce cas, il y a lieu de retenir dans chaque direction considéré la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par : $T = 0,443 \text{ s}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le facteur d'amplification dynamique est une fonction, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0,5 \text{ s}$; $T = 0,443 \text{ s}$

- **Sens- x**

$$D_x = 2,5 \eta = 2,21 \text{ m}$$

- **Sens-y**

$$D_x = 2,5 \eta = 2,21 \text{ m}$$

V.11 Analyse de la structure :

Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La meilleure position, c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99/ V.2003) tel que la période, les déplacements, la participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme, Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).

Tableau V.1 : Périodes et facteurs et participation massique du modèle.

Mode	Période	Masses cumulée UX %	Masses cumulée UY %	Masses Modal UX %	Masses Modal UY %	Totl Masses UX Kg	Totl Masses UY Kg
1	0,49	0,00	79,59	0,00	79,59	1568102,55	1568102,55
2	0,45	75,06	79,59	75,06	0,00	1568102,55	1568102,55
3	0,40	78,75	79,59	3,69	0,00	1568102,55	1568102,55
4	0,15	78,75	91,19	0,00	11,61	1568102,55	1568102,55
5	0,14	90,16	91,19	11,41	0,00	1568102,55	1568102,55
6	0,12	90,37	91,19	0,21	0,00	1568102,55	1568102,55
7	0,10	90,37	91,23	0,00	0,03	1568102,55	1568102,55
8	0,09	90,38	95,53	0,00	4,30	1568102,55	1568102,55
9	0,07	95,10	95,53	4,73	0,01	1568102,55	1568102,55
10	0,07	95,17	95,72	0,07	0,19	1568102,55	1568102,55

Figure V.1 : Mode vibratoire 1 et 2.**Interprétation des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1er mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 79.59\%$ de participation de masse modale.
- le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 75.06\%$.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

La période fondamentale **T (dyn) = 0,49 s.**

On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

$$T_{dyn} \text{ (Numériques)} \leq 1,3 T_{Rpa} \text{ (Empiriques)}.$$

$$\text{On a : } T = 0,443 \text{ s}$$

$$1,3 \times T = 1,3 \times 0,443 \text{ s} = 0,5759 > T \text{ (dyn)} = 0,49 \text{ s (la condition est vérifiée).}$$

V.12 Calcul de l'effort tranchant :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/V.2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. En d'autres termes

V : Effort tranchant calculé avec la méthode modale spectrale (ROBOT).

V_x . y : Effort tranchant calculé avec la méthode statique équivalente.

Détermination des poids (Wt) de la structure :

On prend comme un exemple **bloc A** :

La terrasse:

La surface du plancher: $S = 327,44 \text{ m}^2$.

- Poids de l'acrotère $P = G \cdot L = 0,17 \times 118,35 = 202,37 \text{ KN}$.
- Poids du plancher terrasse $P = G \cdot S = 6,98 \times 327,44 = 2285,5 \text{ KN}$.
- Poids de dalle plein $P = G \cdot S = 6,02 \times 33,8 = 203,47 \text{ KN}$.
- Poids des poteaux $P_p = n \times b \times h \times \gamma_b \frac{h_t}{2} = 44 \times 0,35 \times 0,40 \times 25 \times \frac{3,06}{2} = 235,62 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale..... $P_{pp} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L_i = 0,35 \cdot 0,45 \cdot 25 \cdot 125,2 = 492,9 \text{ KN}$.
- Poids des poutres secondaires..... $P_s = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L = 0,35 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 125,5 = 440,23 \text{ KN}$.

- Poids voiles..... $PM_v = \gamma_b \cdot ep \cdot \frac{h}{2} \cdot \sum Li = 1,53 \cdot 1,2 \cdot 0,25 \cdot 10 = 91,8 \text{ KN}$.
-
- $G = 3951,09 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation $P = Q \cdot S = 1 \cdot (327,44) + 1 \cdot (33,8) = 361,24 \text{ KN}$.

Poids $W_t = G + 0,2P \Rightarrow W_t = 4024,13 \text{ KN}$.

Niveau 1-4:

La surface du plancher: $S = 314,46 \text{ m}^2$.

- Poids du plancher $P = G \cdot S = 5,44 \times 314,46 = 1710,66 \text{ KN}$.
 - Poids des poteaux $P_p = n \times b \times h \times \gamma_b \cdot h = 44 \times 0,35 \times 0,40 \times 25 \times 3,06 = 471,24 \text{ KN}$.
 - Poids des poutres principale..... $P_{pp} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum Li = 0,35 \cdot 0,45 \cdot 25 \cdot 125,2 = 492,9 \text{ KN}$.
 - Poids de dalle plein $P = G \cdot S = 6,02 \times 33,8 = 203,47 \text{ KN}$.
 - Poids des poutres secondaires..... $P_s = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L = 0,35 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 125,5 = 440,23 \text{ KN}$.
 - Poids des murs extérieur..... $PM_{ex} = 8,18 \cdot 118,35 = 968,10 \text{ KN}$.
 - Poids des murs intérieurs..... $PM_{in} = 4,19 \cdot 122,8 = 514,53 \text{ KN}$.
 - Poids des voile..... $PV = 3,06 \cdot 1,2 \cdot 0,25 \cdot 10 = 183,6 \text{ KN}$.
 - Poids des escalier..... $Pes = 12,98 \cdot 0,15 \cdot 25 = 48,67 \text{ KN}$.
-
- $G = 5033,41 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation $P = Q \cdot S = 1,5 \cdot 314,46 + 2,5 \cdot 12,98 = 634,4 \text{ KN}$.

Poids $W_{1-4} = G + 0,2P \Rightarrow W_{1-4} = 5157,9 \text{ KN}$.

Niveau RDC:

La surface du plancher: $S = 322,44 \text{ m}^2$.

- Poids du plancher $P = G \cdot S = 5,44 \times 322,44 = 1754,07 \text{ KN}$.
- Poids des poteaux $P_p = n \times b \times h \times \gamma_b \cdot h = 44 \times 0,35 \times 0,40 \times 25 \times 3,06 = 471,24 \text{ KN}$.
- Poids des poutres principale..... $P_{pp} = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum Li = 0,35 \cdot 0,45 \cdot 25 \cdot 125,2 = 492,9 \text{ KN}$.
- Poids de dalle plein $P = G \cdot S = 6,02 \times 33,8 = 203,47 \text{ KN}$.
- Poids des poutres secondaires..... $P_s = b \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \sum L = 0,35 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 125,5 = 440,23 \text{ KN}$.

- Poids des murs extérieur.....PM ex=8,18.118,35 =968,10 KN.
 - Poids des murs intérieurs.....PM in=4,19.122,8 = 514,53 KN.
 - Poids des voile.....PV =3,06.1,2.0,2.25.10 =183,6 KN.
 - Poids des escalier.....Pes= 12,98.0,15.25 =48,67 KN.
-
- G=5076,82 KN.

Surcharge d'exploitation P=Q.S=1,5.314,46+2,5.12,98 =634,4 KN.

Poids WRDC=G+0,2P \Rightarrow WRDC=5203,7 KN.

WT=29162,35 KN.

V.12.1 Effort tranchant calculé avec la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.2.3 du RPA 99/V.2003, la force sismique totale appliquée à la base de la structure doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen,

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \\ D = 2,21 \\ Q = 1,15 \\ W = 29162,35 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{X,Y} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V = \frac{0,15 \times 2,21 \times 1,15 \times 29162,35}{5} \Rightarrow V = 2223,48 \text{KN}$$

V.12.2 Vérifier l'effort tranchant à la base :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 2003 la résultante des forces sismiques à la base «V_t» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Donc : $V_{\text{dyn}} > 0.8 \times V_{\text{stat}} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Sens longitudinal :

$$V_x = 2175,91 \text{ KN} > 80\% V_{\text{st}} = 80\% \times 2223,48 = 1778,79 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$V_y = 1968,70 \text{ KN} > 80\% V_{\text{st}} = 80\% \times 2223,48 = 1778,79 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.13 Vérification du déplacement inter-étage :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, 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.

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{\text{RDC}}$ sont inférieurs à $\Delta_{\text{adm}} = 1\% (h) = 1\% (3.06) = 0.0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm}$.

Selon l'article 4.4.3 du RPA2003, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement = 5

Δ_k : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Sens transversal (cm)				
Niveaux	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Δ_{adm}
6	0,5	2,5	2,5	3,06
5	0,8	4	1,5	3,06
4	0,8	4	0	3,06
3	0,7	3,5	0,5	3,06
2	0,5	2,5	1	3,06
RDC	0,4	2	0,5	3,06

Tableau V2. : Les déplacements relatifs inter étages suivant xx.

Sens transversal (cm)				
Niveaux	δ_{ek}	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$	Δ_{adm}
5	0,4	2	2	3,06
4	0,7	3,5	1,5	3,06
3	0,7	3,5	0	3,06
2	0,6	3	0,5	3,06
1	0,5	2,5	1.5	3,06

TableauV3. : Les déplacements relatifs inter étages suivant yy.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

V.14.Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Selon le RPA 99/2003 (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 :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot hk} \leq 0,10$$

Niv-	P(KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	$\Delta_{ex}(m)$	Δ_{ey} (m)	H (m)	Θ_x	Θ_y	Observation
RDC	5203,7	1155,13	1182,38	0,005	0,01	3,06	0,00736	0,01438	C.V
1	5157.9	1104,33	1128,43	0,01	0,015	3,06	0,01526	0,02289	C.V
2	5157.9	992,80	1012,78	0,005	0,005	3,06	0,008489	0,00831	C.V
3	5157.9	821,64	835,73	0,000	0,000	3,06	0,00	0,000	C.V
4	5157.9	594,31	601,94	0,015	0,015	3,06	0,000216	0,04200	C.V
5	4024,13	319,20	317,77	0,025	0,02	3,06	0,08239	0,08277	C.V

Tableau V-4 : Vérification de l'effet P- Δ

Pour RDC Pour l'étage et terrasse

D'après les résultats obtenus, les valeurs des θ_x et θ_y sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ (Stable).

Chapitre VI :

Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2 Ferrailage des poteaux :

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M .

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

N_{\max} \longrightarrow $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} \longrightarrow $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} \longrightarrow $N_{\text{correspondant}}$

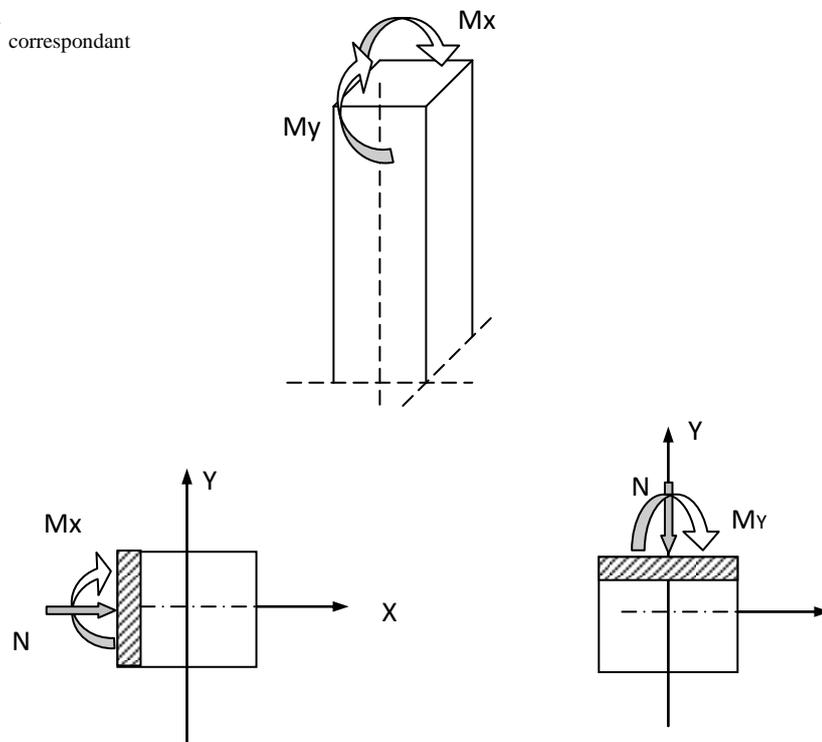


Figure VI.1 : Sollicitation de poteau à ferraille.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	F_{c28}	σ_b	σ_s
Situation durable	1,5	25	14,2	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,5	400

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

VI .2.1 Combinaisons des charges:

VI.2.1.1 Les combinaisons d'action:

a) Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

- 1.35 G + 1.5 Q à l'E.L.U.

G + Q à l'E.L.S

b) Règlement RPA 99/V.2003 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

- G + Q ±E (1)

- 0.8 G ±E (2)

➤ Les poteaux :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q (BAEL 91).

- ELS : G + Q (BAEL 91).

- Accidentelle 0.8 G ± E(RPA99/V.2003).

G + Q ±E(RPA99/V.2003).

➤ Les poutres :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q (BAEL 91).

- ELS : G + Q (BAEL 91).

- Accidentelle G + Q ±E(RPA99/V.2003).

0.8 G ±E(RPA99/V.2003).

➤ **Pour les voiles :**

- $G + Q \pm E$ (RPA99/V.2003).
- $0.8 G \pm E$ (RPA99/V.2003).

VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 , les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :

- $A_s \geq 0.8\% b \times h$ en zone II.

➤ Leur pourcentage maximal

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm. ($\Phi_{\min} = 12\text{mm}$)

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

- $40 \varnothing$ en zone II.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

h_e : hauteur d'étage.

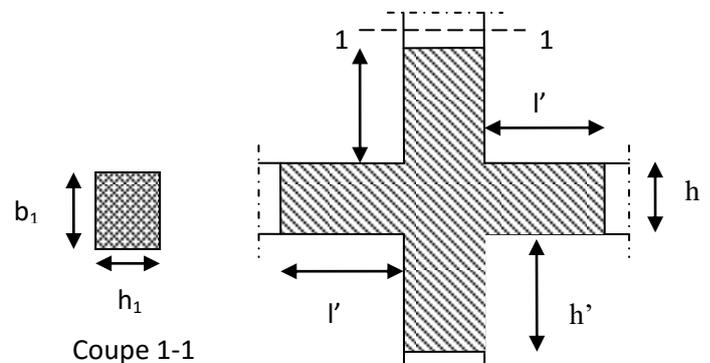


Figure VI.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/V.2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Le tableau suivant donne les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

Type de poteaux	Type 2 (35x40)
$A_{min}=0.8\% \times S[\text{cm}^2]$	11,2
$A_{max1}=4\% \times S[\text{cm}^2]$	5,6
$A_{max2}=6\% \times S[\text{cm}^2]$	8,4

VI.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec : $N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

Poteaux	Combinaisons	N_{max} (KN)	$M_{corresp}$ (KN.m)	M_{max} (KN.m)	$N_{corresp}$ (KN)
	1.35G+1.5Q	1537,77	21,41	68,41	117,29
	G+Q	1125,17	19,24	50,21	86,00
	G+Q±1.2E	1312,91	29,83	64,22	721,10
	0.8G±E	956,36	27,17	50,24	531,52

Tableau VI.2: Sollicitations de calcul.

VI.2.4 Calcul de ferrailage des poteaux :

$C = 2\text{cm}$, $d = h - 2C = 38\text{ cm}$, Acier FeE = 400MPa, $l = 306\text{ cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

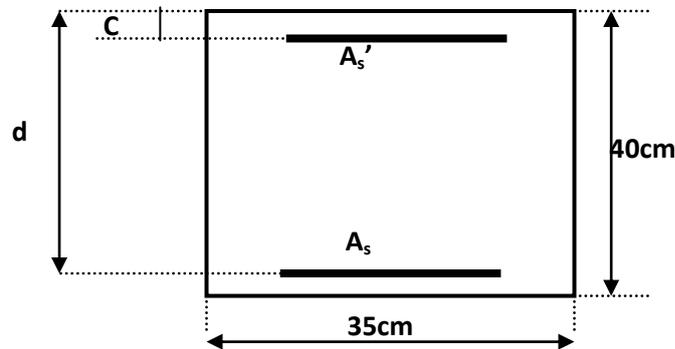


Figure VI.3 : Section du poteau à étudier

• 1^{ère} Cas ELU :

$$e = \frac{M}{N} = 0,014 \text{ m} = 0,23 \text{ cm.}$$

$e = 0,014 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1537,77 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,014 \right) = 298,33 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 1537,77 \text{ KN} < 1377,32 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right). & M_u = 298,33 \text{ KN.m} < 339,27 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

• 2^{ème} Cas G + Q + E :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0227 \text{ m.}$$

$e = 0,02 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1312,91 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,0227 \right) = 266,13 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Nu = 1312,91 \text{ KN} < 1836,432 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ Mu = 266,13 \text{ KN.m} < 342,59 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

• **3^{ème} Cas 0,8G + E:**

$$e = \frac{M}{N} = 0,028 \text{ m} .$$

$e = 0,028 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 956,36 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,028 \right) = 198,92 \text{ KN.m} .$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Nu = 956,36 \text{ KN} < 1836,432 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ Mu = 198,92 < 280,47 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3= 0$).

➤ **Section adoptée :**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 11,2)$$

Pour une section de béton (40×40) cm²

$$A_{\text{adopté}} = 11,2 \text{ cm}^2.$$

On adopte $4T16+4T14 = 14,2 \text{ cm}^2$.

Niveau	Section de poteaux(cm2)	Acal(cm2)	Amin (cm2)RPA99	Aadoptée(cm2)
RDC – 5 ^{ème} étage	40×40	0	11,2	4T16+4T14=14,2

Tableau VI.3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

VI.2.5 Calcul des armatures transversales :

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_l : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- 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.

Condition de l'espacement

D'après le RPA 99 (version2003) on à :

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm}$ **on prend** $S_t = 15 \text{ cm}$.

a) Zone courante :

Calcul de l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0 = 2,14 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,14}{0,40} = 5,35 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = 5.95 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times v_u}{h t f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 174,48}{40 \times 400 \times 10^2} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{S_t b}$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,35 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm².**

VI.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (40×40) cm² »

$$T_{\max} = 174,48 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$:

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{174,48}{(40 \times 38)} = 0,115 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$

$$\tau_u = 0,115 < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on a pas de risque de cisaillement

VI.2.7 Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante :

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Zone nodale :

$$\frac{1,8 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,2 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié .}$$

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. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) = \text{Max} (306/6; 40; 35; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm} \end{array} \right. = 0,99 \text{ Mpa. } 21 \text{ Mpa}$$

(sur toute la section (Zone de recouvrement))

(sur toute la section (Zone de recouvrement))

$$= 0,06 = 0,06. = = 3,5 \text{ Mpa} . . = a 1182,4 \text{ Mpa} . = = 63 \text{ KN} . = = 5,36 \text{ cm}^2 \setminus \text{ml} . = 1,1 =$$

$$= 2,51 \text{ Mpa} . = 2,51 \text{ Mpa} = 0,2 \text{ condition vérifiée.}$$

VI.3 Ferrailage des poutres :**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^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

Pour la situation accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Pour la situation normale ou durable : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$

1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

➤ 4% en zone courante

➤ 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

· La longueur minimale de recouvrement est de : $40\emptyset$ en zone II.

· Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité des armatures transversales doit vérifier $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$.

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ($h/4 ; 1,2\emptyset$).

- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

VI.3.1 poutre Secondaire (35x40)

VI.3.1.1 : Sollicitations poutre principale (35x45) :

Combinaisons	$1.35G+1.5Q$		$G+Q$		$G+Q+E$		$0.8G \pm E$	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	88.61	120.47	64,96	87,84	64,25	108,91	59,59	81,32

Tableau V.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

VI.3.1.2 Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	35	45	7,875
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	35	45	63
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	35	45	94,5

Tableau.5: le tableau suivant donne les sections min et max des poutres principales.**Tableau.6:** Ferrailage de poutre principale (35x45) .

	M_{\max} (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² l)	A^{\min} (cm ² l)	A^{ad} (cm ² ml)
travée	88.61	0,089	0,117	0,42	6,14	7,875	3T14+3T12 =8,007
appui	120.47	0,121	0,162	0,41	8,51	7.785	6T14=9,24

VI.3.1.3. Vérifications al' E.L.U :**VI.3.1.4. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ad} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

VI.3.1.5. Verification al' E.L.S:**Tableau.7:** Vérification des contraintes (E.L.S.)

	M_{ser} (kN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
travée	64,96	14,17	158819,02	5,8	180,3 8	400	15	Condition vérifiée
appui	87,84	22,94	199434.23	10,01	126,4 4	400	15	Condition vérifiée

VI.3.2 poutre Secondaire (35x40) :

VI.3.2.1 : Sollicitations poutre secondaires (35x40) :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E		0.8G± E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	39,79	70,40	29,01	51,53	28,30	70,53	19,50	60,05

Tableau V.8 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.**VI.3.2.2 Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Section (cm²)</i>
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	35	40	7,00
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	35	40	56
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	35	40	84

Tableau.9: le tableau suivant donne les sections min et max des poutres principales.**Tableau.10:** Ferrailage de poutre secondaire (35x40) .

	$M_{\max}(kN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal}(cm^2l)$	$A^{\min}(cm^2l)$	$A^{ad}(cm^2ml)$
travée	39,79	0,054	0,069	0,37	3,13	7,00	3T14+3T12 =8,007
appui	70,53	0,121	0,162	0,41	8,51	7,00	3T14+3T12 =8,007

VI.3.2.3. Vérifications al' E.L.U :**VI.3.2.4. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,58cm^2.$$

$$A_{ad} = 9,24 cm^2 > A_{\min} \dots\dots\dots\text{condition Vérifiée.}$$

VI.3.2.5.Verification al' E.L.S:

Tableau.11: Vérification des contraintes (E.L.S.) .

	M_{ser} (kN.m)	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
travée	29,01	12,97	96104,3	3,89	110,38	400	15	Condition vérifiée
appui	51,53	12,97	96104,3	6,95	202,5	400	15	Condition vérifiée

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

VII.2.1. Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

VII.2.2. Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes) ;
- Fondations sur pieux (profondes).

VII.2.3. Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau ;
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile ;

VII.2.4. Choix du type de fondations

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;

- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VII.2.5. Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement ;
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.

La combinaison de la vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $G \pm 0,8 E$
 $G + Q \pm E$

VII.2.6. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,9 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

VII.2.7. Vérification des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel Robot Structural Analysis ,
 N=1587,82 KN

S : Surface d'appuis de la semelles=A.B

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma_{sol}}=170 \text{ KN/m}^2$

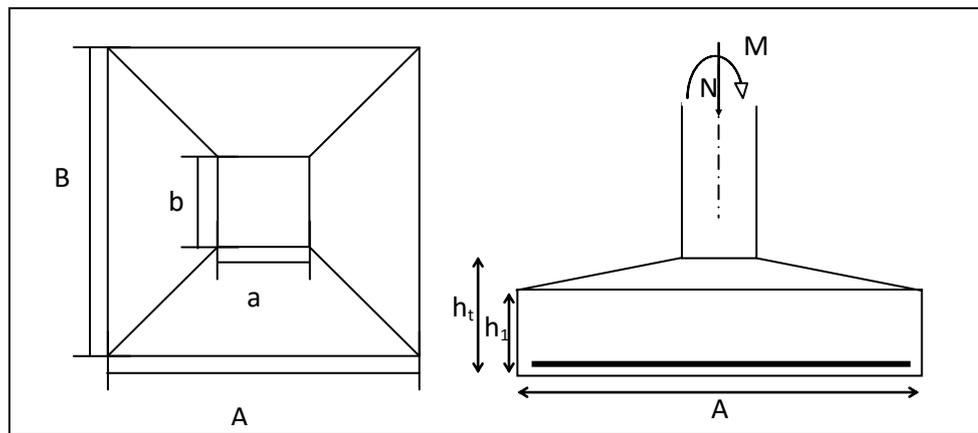


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{1587.82}{170}} \quad AN : B \geq 3,05$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,35 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VII.2.8. Vérification des Semelles filantes

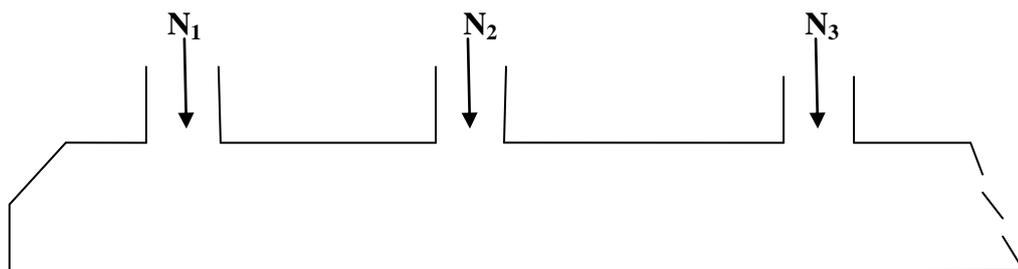


Figure VII.2 : Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

- Selon (X)

Tableau VII.1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m ²)
A	628,53	38,94	1,85	2	77,88
B	933,31	38,94	2,75	3	116,82
C	843,37	38,94	2,48	3	116,82
D	853,24	38,94	2,51	3	116,82
E	933,31	38,94	2,75	3	116,82
F	999,88	38,94	2,94	3	116,82

- Selon (Y)

Tableau VII. 1: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m ²)
1	485,37	9,00	1,43	2	18
2	552,66	17,00	1,63	2	34
3	628,53	17,00	1,85	2	34
4	536,03	28,1	1,58	1	28,1
5	999,88	28,1	2,94	3	84,3
6	378,11	28,1	1,11	2	56,2
7	933,31	17,00	2,75	3	51
8	649,19	17,00	1,91	2	34
9	852,24	17,00	2,51	3	51
10	481,21	9,00	1,42	2	18

Remarque: La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du

bâtiment ; $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$.

Surface totale des semelles = 1070,58m² (Ss).

Surface total du bâtiment = 438,81 m² (Sb)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{1070,58}{438,81} = 2,43 = 243\% > 50\%.$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VII.2.9. Etude du Radier général

VII.2.9.1. Définition du radier

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

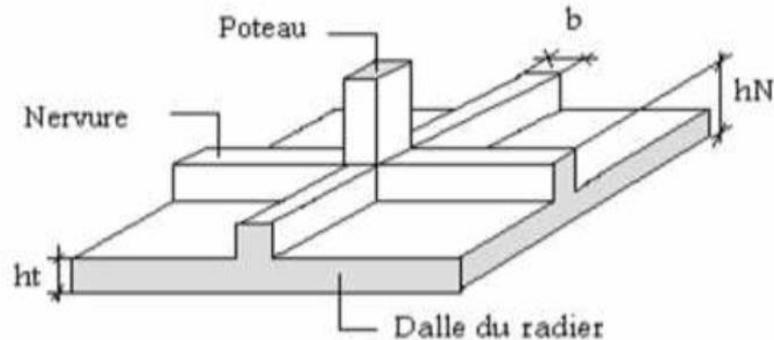


Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.2.9.2. Pré dimensionnement du radier

Le radier général supporte la somme des charges permanentes et les charges d'exploitations dues à la superstructure.

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec : G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

❖ Combinaison d'actions

à L'E.L.U: $N_U = 1587,82 \text{ KN} = 158,78 \text{ t}$

à L'E.L.S: $N_{ser} = 1158,54 \text{ KN} = 115,85 \text{ t}$

❖ **Surface minimale du radier**

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{1158,54}{170} = 6,81 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 438,81 \text{ m}^2 > S_{rad} = 6,81 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une surface d'assise : **S=508,40 m²**.

❖ **Épaisseur du radier (h)**

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ **Critère de rigidité :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{ avec : } L = 540 \text{ cm}$$

$$21,6 \leq d \leq 27,00 \text{ cm} \dots \dots \dots (01)$$

✓ **Critère de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1 \text{ m} \cdot (Nu / s) \cdot L}{2} = \frac{1 \text{ m} \cdot (1587,82 / 508,40) \cdot 5,40}{2} = 379,24 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{37,9 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 25,26 \text{ cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on aura $d \geq 25,26 \text{ cm}$

Donc : $h \geq d + c = 25,26 + 5 = 30,26 \text{ cm}$

Soit : h = 35 cm.

On prend : h = 35 cm ; d = 30 cm

VII.2.9.3. Dimensionnement des poutres de libage

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 67,22 \text{ cm} \leq h \leq 100,83 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : **h = 70 cm , d = 63 cm , b = 45 cm**

VII.2.9.4. Vérification des contraintes✓ **Poids propre du radier :**

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 2.5(0.35 \times 559,28 + 0,7 \times 0,45 \times 313,9)$$

$$G_{\text{rad}} = 736,57 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 5119,4 + 736,59 = 5855,97 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5855,97}{508,40} = 10,47 \text{ t/m}^2 < 17 \text{ t/m}^2 = 1,7 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.9.5. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,70)^3/12 = 0,013 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,45 \text{ m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,013}{400 \times 0,45}} = 5,52 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,40 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,24 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VII.2.9.6. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$N_{u,voil} = 5081,15 \text{Kn}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20+4,15+2 \times 0,70) = 11,5 \text{m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 11,5 \times 0,70 \times 25000}{1,5} \leq 6037,5 \text{Kn}$$

$N_u = 5081,15 \text{Kn} \leq 6037,5 \text{Kn}$condition vérifiée

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u,pot} = 1959,06 \text{kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$u_c = 2(0,40+0,60+2 \times 0,70) = 4,8 \text{m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 4,8 \times 0,70 \times 25000}{1,5} \leq 2520 \text{Kn}$$

$N_u = 1959,06 \text{Kn} \leq 2520 \text{Kn}$condition vérifiée.

VII.2.9.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire, afin d'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{bat} + W_{radier} = 36477,88 + 736,57 = 37214,45 \text{ kN.}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 508,40 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5 \times 10 \times 2 \times 508,40 = 15252 \text{Kn}$$

$W = 37214,45 > 15252 \text{ kN}$ Condition vérifiée

VII.2.9.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_{u-T} = N_u + 1,35 G_{radier}$$

$$N_u = 1587,82 + 1,35 \times 736,57 = 8006 \text{t}$$

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_r} = \frac{8006}{508,40} = 14,31 \text{t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 13,44 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{1158,54}{508,40} = 2,27 \text{ t/m}$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 11,16 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 13,44 \text{ t/m}^2.$$

VII.3. Ferrailage du radier

VII.3.1 Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec L_x ≤ L_y.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par:

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

✓ **Moment en travée:**

$$M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_t = 0,35 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0,5 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2^{ème} cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$ 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)

$$L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$L_x = 5,40 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,00}{5,40} = 0,92 > 0,4$$

La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,62 \\ \nu = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \begin{cases} \mu_x = 0,0795 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = 15,02 \text{ t.m} \\ M_{oy} = 4,82 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont:

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 12,77 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 4,09 \text{ t.m}$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx} = 12,77 \text{ t.m} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 30 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{12,77 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,099 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,099 \Rightarrow \beta = 0,948 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,77 \times 10^4}{0,948 \times 30 \times 348} = 12,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **8T16** cm² / ml , **A = 16,08** cm²/ml, **S_t = 20** cm

✓ **Sens Y :**

$$M_{ty} = 4,09 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4,09 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta =$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,09 \times 10^4}{0,984 \times 30 \times 348} = 3,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **6T16 = 12,06** cm², avec un espacement de **20** cm.

➤ **En appuis :**

❖ **Sens X**

$$M_a = 0,5 \times 15,02 = 7,51 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7,51 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,51 \times 10^4}{0,969 \times 30 \times 348} = 7,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T14 = 7,70cm²**, avec un espacement de **25cm**.

❖ **Sens Y**

$$M_a = 0,5 \times 4,82 = 2,41 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2,41 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,0189 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0189 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,41 \times 10^4}{0,990 \times 30 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T14 = 7,70cm²**, avec un espacement de **25cm**.

VII.3.2.Vérification de l'espacement

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VII.3.3. Vérification des contraintes à ELS :

En travée

✓ Sens X: $M_{ser}=7,87t.m$

Tableau VII.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	78,7KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{13,76}{100} = 2,064cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 2,064 \times 30 = 123,84cm^2$ $Y = -2,064 + \sqrt{2,064^2 + 123,84} = 7.83cm$	9,25cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(9,25)^3/3) + 15 \times 13,76(30-9,25)^2 = 115249,87 cm^4$	115249,87cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I \quad K = \frac{78,7 \times 10^3}{115249,87}$	0,68Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,68 \times 7.83$	6,73Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,68(30-9,25)$	199Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A-4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	6,73 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	199 < 202

Sens Y: $M_{ser}=2,56t.m$

Tableau VII.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	25,6KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,68cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,68 \times 30 = 40,8cm^2$ $Y = -0,68 + \sqrt{0,68^2 + 40,8} = 5,74cm$	5,74cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(5,74)^3/3) + 15 \times 4,52(30 - 5,74)^2 = 46207,50 cm^4$	46207,50cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I = \frac{25,6 \times 10^3}{46207,50}$	0,55Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y = 0,55 \times 5,74$	3,2Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,55(30 - 5,74)$	200,145Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,2 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	200,145 < 202

En appuis➤ **Sens X**

Ma=7,51t.m

Tableau VII.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	75,1KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 30 = 96cm^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 96} = 8,77cm$	8,77cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(8,77)^3/3) + 15 \times 7,70(30 - 8,77)^2 = 74541,54cm^4$	74541,54cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I \quad K = \frac{75,1 \times 10^3}{74541,54}$	0,5Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,5 \times 8,77$	4,39MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,5(30 - 8,77)$	159,22MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 . 5 . 2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4,39 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	159,22 < 202

➤ Sens Y

Ma=2,41t.m

Tableau VII.6: Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	24,1KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,95}{100} = 0,59cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,59 \times 30 = 35,4cm^2$ $Y = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 35,4} = 5,39cm$	5,39cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(5,39)^3/3) + 15 \times 3,95(30 - 5,39)^2 = 37939,22cm^4$	37939,22cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I \quad K = \frac{24,1 \times 10^3}{37939,22}$	0,63Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,63 \times 5,39$	3,39MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,63(30 - 3,39)$	199MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,39 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	199 < 202

VII.4. 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.

VII.4.1. Sens longitudinal

➤ 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 : $Lx_1 = 5,00 \text{ m}$

$Ly_1 = 5,40 \text{ m}$

$Lx_2 = 5,00 \text{ m}$

$Q = 12,77 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{12,77}{2} \left[\left(1 - \frac{5,00^2}{3 \times 5,40^2} \right) . 5,00 + \left(1 - \frac{5,00^2}{3 \times 5,40^2} \right) . 5,40 \right] = 17,07 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{17,07 \times 5,40^2}{8} = 78,1 \text{ t.m}$$

VII.4.2. Calcul du ferrailage

➤ **En travée**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 . 78,1 = 66,39 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66,39 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,262 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,262 \Rightarrow \beta = 0,845$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{66,39 \times 10^4}{0,845 \times 63 \times 348} = 35,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T20+4T20+4T20=37.71cm²

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 . 78,1 = 39,05 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,05 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,154 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,154 \Rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,05 \times 10^4}{0,916 \times 63 \times 348} = 19,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **(4T16) + (4T16)+(4T14) ; A =22,15cm²**

- **Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2.78,1 = 15,62 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,62 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,62 \times 10^4}{0,968 \times 63 \times 348} = 7,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **(4T14) + (4T14) ; A =8,25cm²**

VII.4.3. Sens transversal

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 = 8,28 t/m²

$$Lx_1 = 3,75 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 12,77 \cdot 3,75 = 20,7$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{20,7 \times 3,75^2}{8} = 36,39 \text{ t.m}$$

VII.4.4. Calcul du ferrailage

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 36,39 = 30,93 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30,93 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,17} = 0,122 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,93 \times 10^4}{0,935 \cdot 63 \cdot 348} = 15,09 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4T16+4T16 ; A=16,08cm²

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires:**

$$M_a=0,5.M_0=0,5 \times 36,39=18,2 \text{ t.m} \quad b=35\text{cm} \quad h=70\text{cm} \quad d=0,9h=63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{18,2 \times 10^4}{45.(63)^2 \times 14,17} = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{18,2 \times 10^4}{0,963.63.348} = 8,62\text{cm}^2.$$

$$A_s = 8,62\text{cm}^2$$

On adopte : **4T14+4T14** ; **A = 12,32cm²**.

• **Appuis de rive:**

$$M_a=0,2.M_0=0,2 \times 36,39=7,28 \text{ t.m} \quad ; \quad b=35\text{cm} \quad h=70\text{cm} \quad d=0,9h=63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{7,28 \times 10^4}{45.(63)^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7,28 \times 10^4}{0,985.63.348} = 3,37\text{cm}^2.$$

On adopte : **(4T12+4T12)** ; **A = 9,04cm²**.

VII.4.5. Armature de peau

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,35 + 0,80) = \mathbf{6.3 \text{ cm}^2}$$

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,70 \times 0,35) \text{ m}^2$, on a :

Soit : 4T16 , A_s = 8,03cm²

VII.5. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 80,96 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{80,96}{450 \times 630} = 2,04 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures transversales :**

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 45 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min(17,5; 14,4) = 10 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0 S_t}{0,8 f_e} = \frac{(2,04 - 0,3 \times 2,1) \times 45 \times 10}{0,8 \times 400} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10, $A=3,84 \text{ cm}^2$.

VII.6 Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique 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) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20 \text{ cm}$, la hauteur du voile périphérique = 3,40 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = 5 kN/m² ;

- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VII.6.1. Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = \frac{1}{2} \times 0,271 \times 1,7 \times (3,4)^2 = 1,57 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,5 \times 3,4 = 0,46 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot q$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 3,05 \text{ t/ml}$$

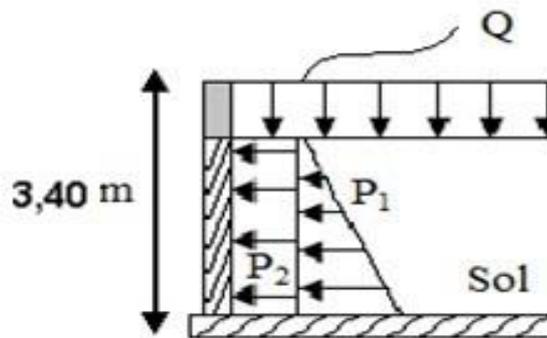


Figure VII.4 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VII.6.2. Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3,4 - 0,35 = 3,05 \text{ m} \\ L_y = 5,4 - 0,5 = 4,9 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,64 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,64 \\ v = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0765 \times 3,05 \times 3,05^2 = 2,54 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,3472 \times 2,54 = 0,88 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 2,15 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,74 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 1,05 \text{ t.m} > 0,44 \text{ t.m}$$

VII.6.3. Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 2,15 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,15 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,15 \times 10^4}{0,976 \times 18 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

- Sens-y :

$$M_{ty} = 0,74 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,74 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,74 \times 10^4}{0,992 \times 18 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

- Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 5T10 \rightarrow A_{ty} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,64}{2} \right) = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 5T10 $\rightarrow A_{tx} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VII.6.4. Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,64 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 3,05 \times \frac{3,3}{2 \left(1 + \frac{0,64}{2}\right)} = 3,81 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 3,05 \times \frac{3,3}{3} = 3,35 \text{ t} < V_x = 3,81 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{max} = 3,81 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{db_0} = \frac{3,81 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,64 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 2,03 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0819 \times 2,03 \times 3,3 = 0,55 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,5117 \times 0,55 = 0,28 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,47 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,24 \text{ t.m} \end{cases}$$

• Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,47 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,93} = 75,93 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

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

$\sigma_s = 75,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{75,93}{58,53} = 1,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- Sens-y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2 \times 100}{100 \times 18} = 0,11 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,24 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 52,15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

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

$\sigma_s = 52,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{52,15}{58,53} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile sera ferrillé en deux nappes avec 5T10=3,93 cm²/ml chacune et avec un Espacement $S_t=20$ cm.

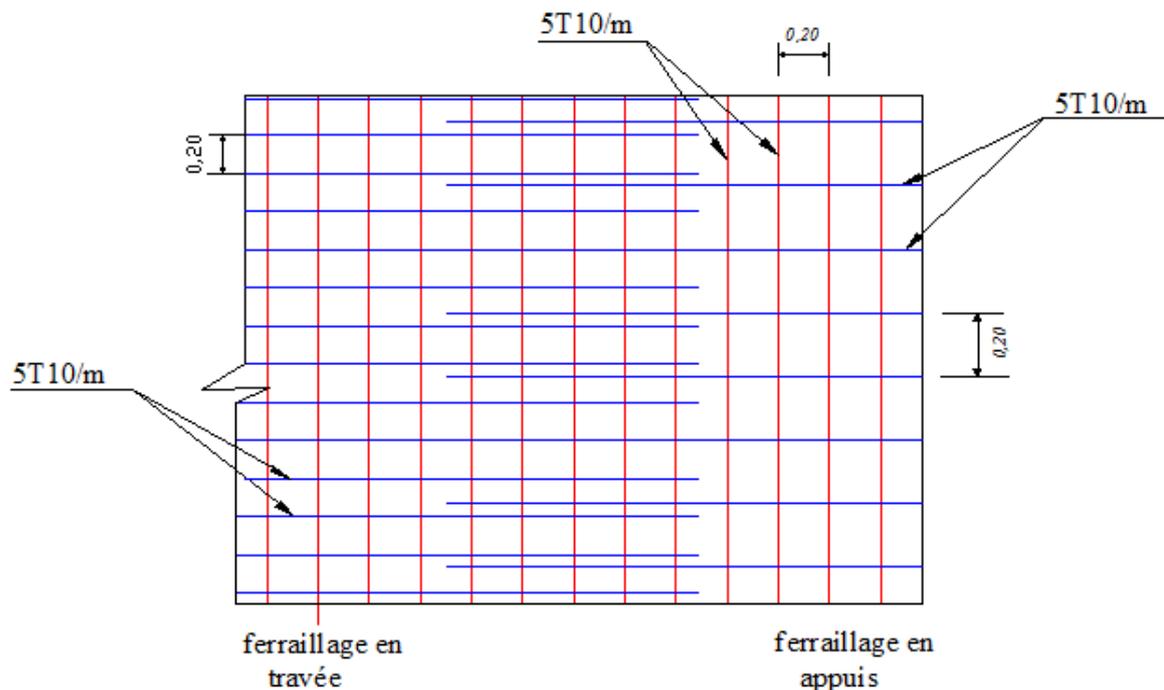


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage voile périphérique

Références Bibliographiques

- [1] V.DAVIDOVICI. "formulaire du béton armé tome 1 et 2".Règles BAEL91.
Publications de moniteur (Editions du moniteur) Paris, 1996.
- [2] D.T.U, "Charges permanentes et sur charges d'exploitations" O.P.U.1989.
- [3] D.T.R.C2-47, "Règlement Neige et vent R.N.V 99" JUIN 1999.
- [4] DTR-B-C2-48 "Règle parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003", Ministère
de l'habitation, janvier 2004.
- [5] J-PIERRE MOUGIN,"Cours de béton armé (règle B.A.E.L.91)", Edition Berti.1994
- [6] M.BELAZOUGUI,"Calcul des ouvrages en béton armé", O.P.U :09-2004
- [7] HENRY THONIER, "conception et calcul des structures de bâtiment".
- [8] Mémoire de fin d'études.

Conclusion Générale :

A travers ce mémoire de fin d'études, nous avons pu connaître les différentes étapes pour la réalisation d'un projet de construction en béton armé, c'était l'occasion de mettre en épreuve nos connaissances théoriques en génie civil. Ce projet, nous a permis aussi d'acquérir une expérience et de comprendre que l'aspect théorique est très important.

D'autre part ,cette étude , nous avons pu assimiler différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permette de réduire le temps et facilité l'analyse et le conception des structures (Robot, AUTO-CAD, SOCOTEC ...etc), en tenons compte de la sécurité et de la résistance vis-à-vis de tous les efforts s'exerçant sur la structure.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I-1 : Vue en plan de L'ouvrage.....	3
Figure I-2 : Plancher à corps creux.....	4
Figure I-3 : Brique creuse.....	5
Figure I-4 : Evolution de la résistance à la compression f_{cj}	9
Figure I-5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de la résistance à la compression f_{cj}	9
Figure I-6 : Diagramme parabole – rectangle.....	11
Figure I-7 : Diagramme rectangulaire.....	12
Figure I-8 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	16

Chapitre II

Figure II-1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	23
Figure II-2 : Plancher terrasse.....	26
Figure II-3: Plancher Plancher Etage Courant.....	27
Figure II-4: La surface afférente du poteau fléchissant.....	30
Figure II-5: Coupe de voile en élévation	35

Chapitre III

Figure III-1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	37
Figure III-2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	45
Figure III-3: Coupe sur balcon.....	45
Figure III-4: Différentes élément d'un escalier.....	50
Figure III-5: Schéma statique de l'escalier.....	51
Figure III-6 :Vue en plan de l'escalier.....	51
Figure III-7: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'E.L.U.....	56
Figure III-8: Ferrailage des escaliers.....	64
Figure III-9: Ferrailage des poutres palier.....	65

Chapitre IV

Figure IV-1: Disposition des poutrelles.....	67
Figure IV-2: Schéma d'une poutre continue.....	69
Figure IV-3: Moments d'une poutre à plus de 2 travées.....	70
Figure IV-4 : Moments d'une poutre à 2 travées.....	70
Figure IV-5: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.....	83
Figure IV-6 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.....	94

Chapitre V

Figure V-1 : Mode vibratoire 1 et 2.....	106
--	-----

Chapitre VI

Figure VI-1 : Sollicitation de poteau a ferraille.....	113
Figure VI-2 : Zone nodale.....	115
Figure VI-3 : Section du poteau à étudier.....	117

Chapitre VII

FigureVII-1 : Schéma d'une semelle isolée.....	129
Figure VII-2 :Schéma d'une Semelle filante.....	129
FigureVII-3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	131
Figure VII-4 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.....	146
Figure VII-5 : Schéma de ferrailage voile périphérique.....	149

I. Introduction :

Il est de coutume qu'à la fin de chaque cycle de formations , les étudiants de chaque institut intégrant au fond d'un projet de fin d'études dans le cadre du développement socio-économique de notre pays afin de leur permettre d'évaluer les connaissances acquises au cours de leur formation et d'assembler le volet théorique avec celui de pratique .

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction de bâtiment connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si les métiers du bâtiment peuvent se ranger parmi les anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des temps et plus spécialement au cours des derniers décades s'adapter pour tenir compte de l'évolution des techniques, de l'évolution des goûts et des mœurs .

La construction moderne est passée du mur porteur au mur porté. La structure de l'édifice est réalisée par une ossature en béton armé sur laquelle reposent des planchers, le plus souvent exécutés avec des poutrelles de béton armé. Le mur extérieur, dans ces conditions, n'est plus qu'un remplissage, qu'un écran contre les intempéries .Dans les immeubles de plusieurs niveaux, l'escalier en béton armé a remplacé l'escalier en bois et aux toitures traditionnelles on a substitué des toitures terrasses. Les façades se sont ornées de larges balcons en porte à faux. Les exigences de la vie moderne ont amené la prévision de gaines techniques pour le passage des fluides, pour la chute des ordures ménagères, pour la multiplication des ascenseurs ou pour la collecte des gaz brûlés.

De nouvelles techniques : conception et fabrication de moules divers pour la mise en forme du béton armé, façonnage et mise en place des armatures, acquisition de notions de résistance des matériaux, isolation thermique, prévision de la dilatation des ouvrages et de l'étanchéité des constructions. Utilisation et mise en place d'éléments préfabriqués, mise en œuvre de matériaux très variés, mise en place des gaines ou exécution de l'équipement technique. Ce constructeur de bâtiment doit allier à une bonne formation manuelle une solide formation technologique pour être à même d'assimiler les techniques diverses qu'il lui faut maîtriser aujourd'hui.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau [I-1] : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours.....	8
Tableau [I-2] : f_e en fonction du type d'acier.....	14
Tableau [I-3] : les caractéristiques mécaniques des aciers.....	14

Chapitre II

Tableau [II-1] : Dégression des charges d'exploitations.....	32
Tableau [II-2] : Descente des charges du poteau central.....	33

Chapitre III

Tableau [III-1] : Sollicitations dans l'escalier.....	57
Tableau [III-2] : Ferrailage de l'escalier.....	59
Tableau [III-3]: Vérification des contraintes (E.L.S.).....	59
Tableau [III-4]: Ferrailage de la poutre	61
Tableau [III-5]: Vérification des contraintes (E.L.S.)	62

Chapitre IV

Tableau [IV-1] : Charges supporté par les poutrelles.....	68
Tableau [IV-2] : Rapport entre les travées successives.....	74
Tableau [IV-3] : résultats des moments et effort tranchants à ELU.....	75
Tableau [IV-4] : résultats des moments et effort tranchants à ELS.....	75
Tableau [IV-5] : Sollicitation ELU de calcul des poutrelles de plancher étage.....	77
Tableau [IV-6] : Sollicitation ELS de calcul des poutrelles de plancher étage.....	77
Tableau [IV-7] : Vérification des contraintes.....	83
Tableau [IV-8] : Tableau récapitulatif des sollicitations ELS poutrelles (terrasse).....	87
Tableau [IV-9] : Vérification des contraintes-Sur travée.....	92
Tableau IV.10 : Vérification des contraintes-Sur appui.....	93

Chapitre V

Tableau [V-1] : Périodes et facteurs et participation massique du modèle.....	106
Tableau [V-2] : Les déplacements relatifs inter étages suivant xx.....	110
Tableau [V-3] : Les déplacements relatifs inter étages suivant yy.....	111
Tableau [V-4] : Vérification de l'effet P- Δ	111

Chapitre VI

[VI-1] : Caractéristique mécanique des matériaux.....	114
Tableau [VI-2] : Sollicitations de calcul	116
Tableau [VI-3] : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	119
Tableau [VI-4] : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	122
Tableau [VI-5] : le tableau suivant donne les sections min et max des poutres principales.....	123
Tableau [VI-6] : Ferrailage de poutre principale	123
Tableau [VI-7] : Vérification des contraintes (E.L.S.).....	123
Tableau [VI-8] : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	124
Tableau [VI-9] : le tableau suivant donne les sections min et max des poutres principales.....	124
Tableau [VI-10] : Ferrailage de poutre principale	124
Tableau [VI-11] : Vérification des contraintes (E.L.S.).....	125

Chapitre VII

Tableau [VII-1]: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	130
Tableau [VII-2]: Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	130
Tableau [VII-3] :Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x).....	138
Tableau [VII-4] :Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y).....	139
Tableau [VII-5] :Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x).....	140
Tableau [VII-6]:Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y).....	141