



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Hydraulique
Hydraulique Urbaine

Réf. : S20/2018

Présenté et soutenu par :
Lebed Razkallah

Le : mardi 26 juin 2018

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+7) CONTREVENTEMENT MIXTE

Jury :

M.	Bourezane Messaoud	MCA	Université de Biskra	Président
M.	Yagoub Mohamed	MAA	Université de Biskra	Examineur
Mme.	Bouacida Linda	MAA	Université de Biskra	Rapporteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

D'abord je tiens à remercier Dieu pour le courage, la force, la volonté et la santé qu'il m'a donnée.

Je remercie du cœur mes parents qui ont su m'aider tout le temps pour arriver à ce stade d'études.

*Comme je remercie ma promotrice, M^{me} **BOUACIDA LINDA** pour son encadrement et ses exigences de faire un vrai travail de recherche scientifique.*

*Sans oublier l'ensemble du corps professoral de l'université de Biskra « **Mohamed Khider** » qui m'a encadrée tout au long de mon cycle universitaire.*

Aussi, je tiens à remercier ce payé qui m'a ouvert ses portes et qui m'a offert la chance d'attendre ce niveau.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

FOUFOU

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail comme un témoignage d'affection, de respect et d'admiration à tous ceux qui me sont chers :
Je dédie ce travail à mes chers parents qui me soutiennent beaucoup physiquement et moralement.*

À mes frères et ma sœur très chers :

Mohamed, Radia, Redha, Zina, Radja, Nabiha, Fares, Yazid.

Aux enfants:

Djazil, Ahmed, Rinad, Sidra, Amir, Safwan et Nibras.

Pour leur grand amour et leur soutien.

À toute ma famille LABED

À mes meilleurs amis :

Adlen, Hatem, khalil, Minou et Ayoub.

À tous mes amis.

À une merci spéciale au futur d'architecte : Abir

À toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

1.Introduction général	01
2.Plan RDC.....	02
3.Plan Etage courant	03
4.Façade Principale	04
5.Coupe –BB-	05

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	06
I.2. Présentation de l'ouvrage de l'étude	06
I.3. Conception de la structure du bâtiment.....	06
I.4. Hypothèse de calcul	08
I.5. Règles et normes de calcul.....	08
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	08
I.6.1.béton	08
I.6.2.acier.....	14
I.7. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet	16
I.8. Les actions et sollicitations	17

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Pré-dimensionnement	18
II.1.1. Introduction	18
II.1.2.pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	18
II.1.2.1.les planchers	18
II.1.2.2.Balcon	20
II.1.2.3.Les escaliers	21
II.1.2.4.L'acrotère	22
II.1.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux	23
II.1.3.1.Les voiles	23

II.1.3.2.Les poutres	23
II.1.3.2.1.Les poutres principales	24
II.1.3.2.2.Les poutres secondaires.....	25
II.1.3.3. Les poteaux	25
II.1.4.Conclusion	27
II.2. Descente des charges	28
II.2.1. Introduction	28
II.2.2.Evaluation des charges appliquées	28
II.2.2.1.Plancher terrasse inaccessible	28
II.2.2.2.Plancher courant à usage d'habitation.....	29
II.2.2.3.L'acrotère	29
II.2.2.4. L'escalier	31
II.2.2.5.Murs extérieurs	32
II.2.3. Descente des charges.....	33

Chapitre III: Elements secondaires

III.1.Introduction.....	40
III.2 .Les planchers à corps creux	40
III.2.1. Introduction.....	40
III.2.2. Méthode de calcul	41
III.2.3. Détermination des sollicitations	42
III.2.4.calcul du ferrailage	55

III.3.Les Balcons	61
III.3.1. évaluation des charges	61
III.3.2.Ferraillage	61
III.4. Les Escaliers	65
III.4.1.Définition	65
III.4.2. Etude de l'escalier	65
III.4.3. Evaluation des charges	66
III.4.4.Calcul de ferraillage	69
III.4.7.Calcul de la poutre palière.....	75
III.4.7.1. Introduction	75
III.4.7.2.Pré dimensionnement	75
III.4.7.3.Evaluation des charges	76
III.4.7.4.Calcul de la poutre en flexion	76
III.4.7.5.Calcul de ferraillage.....	77
III.4.7.6.Calcul de la poutre à la torsion.....	79
III.5.L'Acrotère	84
III.5.1.Introduction	84
III.5.2. Mode de travail	84
III.5.3.Evaluation des charges	85
III.5.4.Calcul de ferraillage	87

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.2.Etude sismique	91
IV.2.1.Introduction	91
IV.2.2.Méthode de calcul.....	91
IV.2.2.1. Méthode statique équivalente	91
IV.2.2.2. La méthode dynamique	92
IV.2.3.1.Classification de l'ouvrage	92
IV.2.3.2.Spectre de repense de calcul	93
IV.2.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires.....	94
IV.2.4.1. Variante initiale.....	94
IV.2.4.2. Variante final	96
IV.2.5. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent	99
IV.2.6. Distribution de la resultante des forces sismique selon la hauteur	104
IV.2.7. Verification les déplacements.....	104
IV.2.8. Caractiristique geomitrique et massique	105
IV.2.9. Justification de l'effort P- Δ	107
IV.2.10. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble	108
IV.2.11.conclusion.....	109

Chapitre V: Ferrailage des elements porteurs

V.1.Introduction	110
V.2. Les combinaisons d'actions	110
V.3. Ferrailage des éléments porteurs	111
V.3.1. Ferrailage des poteaux	111
V.3.2. Ferrailage des poutres	121
V.4.Ferrailage des Voiles	130

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction	141
VI.2. Etude des fondations	142
VI.3. Calcul le Radier	143

VI.4.Vérifications de radier	146
VI.5. Ferrailage du radier	148
VI.6.Longrine	158
VI.7.La dalle flottante	160
Conclusion général	162
Biographique.....	163

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Fig.I.01. Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).....	13
Fig.I.02. Diagramme Contrainte – déformation d'acier	14
Fig.I.03. Diagramme Déformation - Contrainte d'acier	15

Chapitre II : pré -dimensionnement

Fig.II.01. Plancher à corps creux	19
Fig.II.02. schéma des poutrelles	20
Fig.II.03. schéma d'Escalier	21
Fig.II.04. schéma isostatique d'Escalier	21
Fig.II.05. L'acrotère.....	22
Fig.II.06. coupe verticale d'un voile.....	23
Fig.II.07. Poutre principale (30×40).....	24
Fig.II.08. Poutre secondaire (30x35).....	25
Fig.II.09. Coupe A-A' de section de poteau.....	26
Fig.II.10. Section de poteau (45x45) cm ²	26
Fig.II.11. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.....	28
Fig.II.12. Schéma d'un plancher d'étage courant	29
Fig.II.13. schéma de L'acrotère	30
Fig.II.14. schéma de La mur extérieurs	32
Fig.II.15. Coupe A-A'.....	33
Fig.II.16. Coupe vertical du poteau B2.....	33

Chapitre III : Eléments secondaires

Fig.III.01. diagramme de moment	45
Fig.III.02. diagramme des efforts tranchants.....	46
Fig.III.03. Diagramme des moments	46
Fig.III.04. Diagramme des efforts tranchants	47
Fig.III.05. diagramme des moment	48
Fig.III.06. Diagramme des efforts tranchants	48
Fig.III.07. Diagramme des moments	48
Fig.III.08. Diagramme des efforts tranchants	48
Fig.III.09. Diagramme des moments	51
Fig.III.10. diagramme des efforts tranchants	52
Fig.III.11. Diagramme des moments	52
Fig.III.12. Diagramme des efforts tranchants	53
Fig.III.13. Diagramme des moments	54
Fig.III.14. Diagramme des efforts tranchants	54
Fig.III.15. Diagramme des moments	54
Fig.III.16. Diagramme des efforts tranchants	54
Fig.III.17. Section de ferrailage de poutrelle.....	55
Fig.III.18. Armature inferieure.....	58
Fig.III.19. Ferrailage de la dalle de compression.....	60
Fig.III.20. Ferrailage de la Poutrelle.....	60
Fig.III.21. ferrailage des balcons.....	64
Fig.III.22. Schéma de volée de l'escalier	65
Fig.III.23. schéma statique de volée a l'ELU	67
Fig.III.24. schéma statique de volée a l'ELS	68
Fig.III.25. Ferrailage de escalier	75
Fig.III.26. Schéma de poutre de palier.	75
Fig.III.27. Schéma de moment de poutre palier.....	77
Fig.III.28. schéma de poutre à la torsion.....	79
Fig.III.29. Ferrailage de poutre palière.....	83
Fig.III.30. schéma isostatique de l'acrotère.....	84
Fig.III.31. Schéma de sollicitations de l'acrotère.....	86
Fig.III.32. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	90

Chapitre IV : Etude dynamique :

Fig.V.01. Courbe de spectre de réponse	93
Fig.V.02. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).....	97
Fig.V.03. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)...	97
Fig.V.04. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)....	98

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Fig.V.01. section de poteau.....	117
Fig.V.02. Coupe de ferrailage de section de poteau	120
Fig.V.03. Ferrailage de la poutre principale.....	129
Fig.V.04. Ferrailage de la poutre secondaire.....	129
Fig.V.05. disposition des voiles	131
Fig.V.06. Ferrailage de la voile	140

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs

Fig.VI.01. Ferrailage globale de radier	157
Fig.VI.02. Ferrailages sur appui de nervure	158
Fig.VI.03. Ferrailage en travée de nervure	158
Fig.VI.04. Disposition d'armature de longrine	160
Fig.VI.05. La dalle floyyante	158

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

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

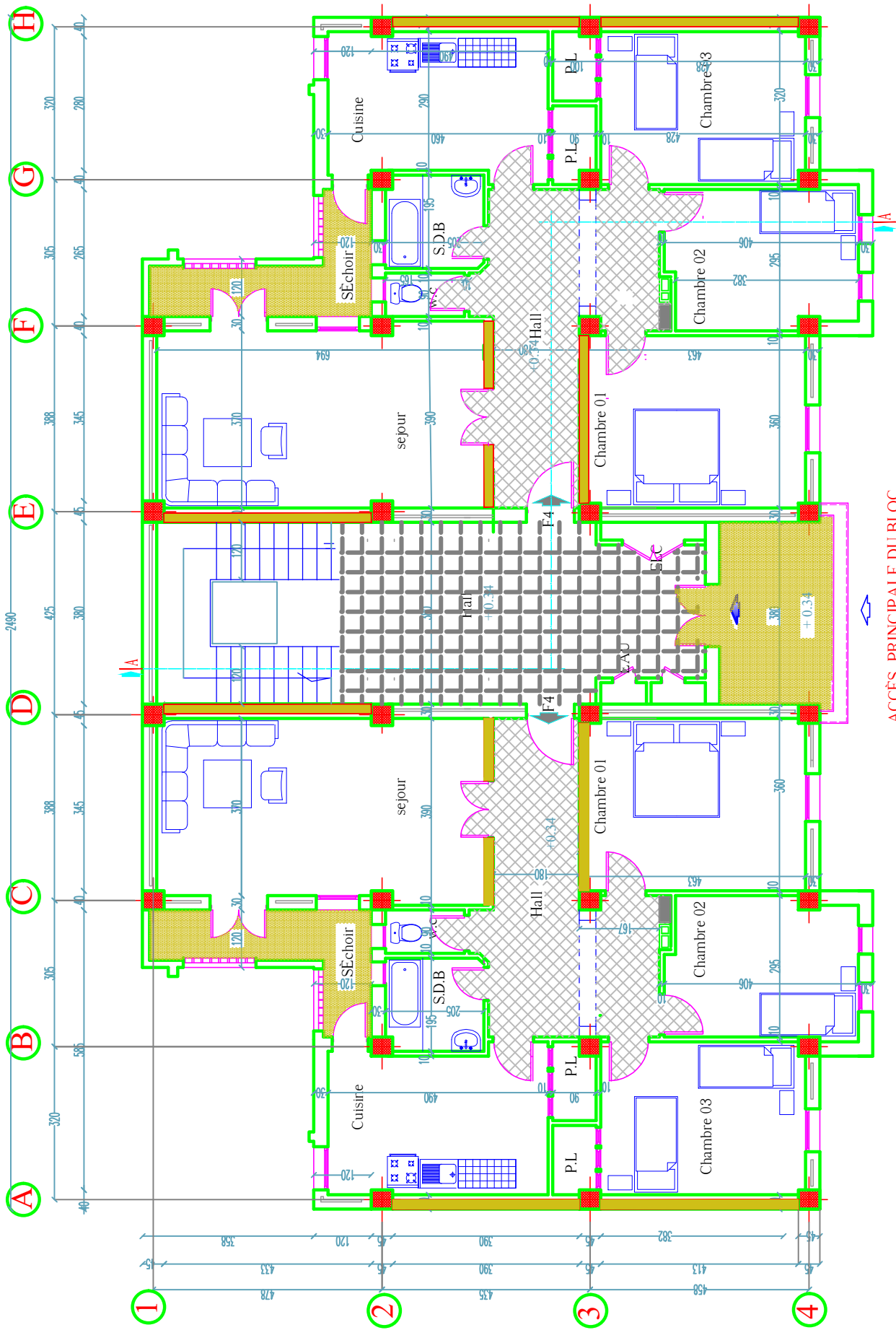
Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- ❖ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les chocs ou on autre phénomène.
- ❖ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

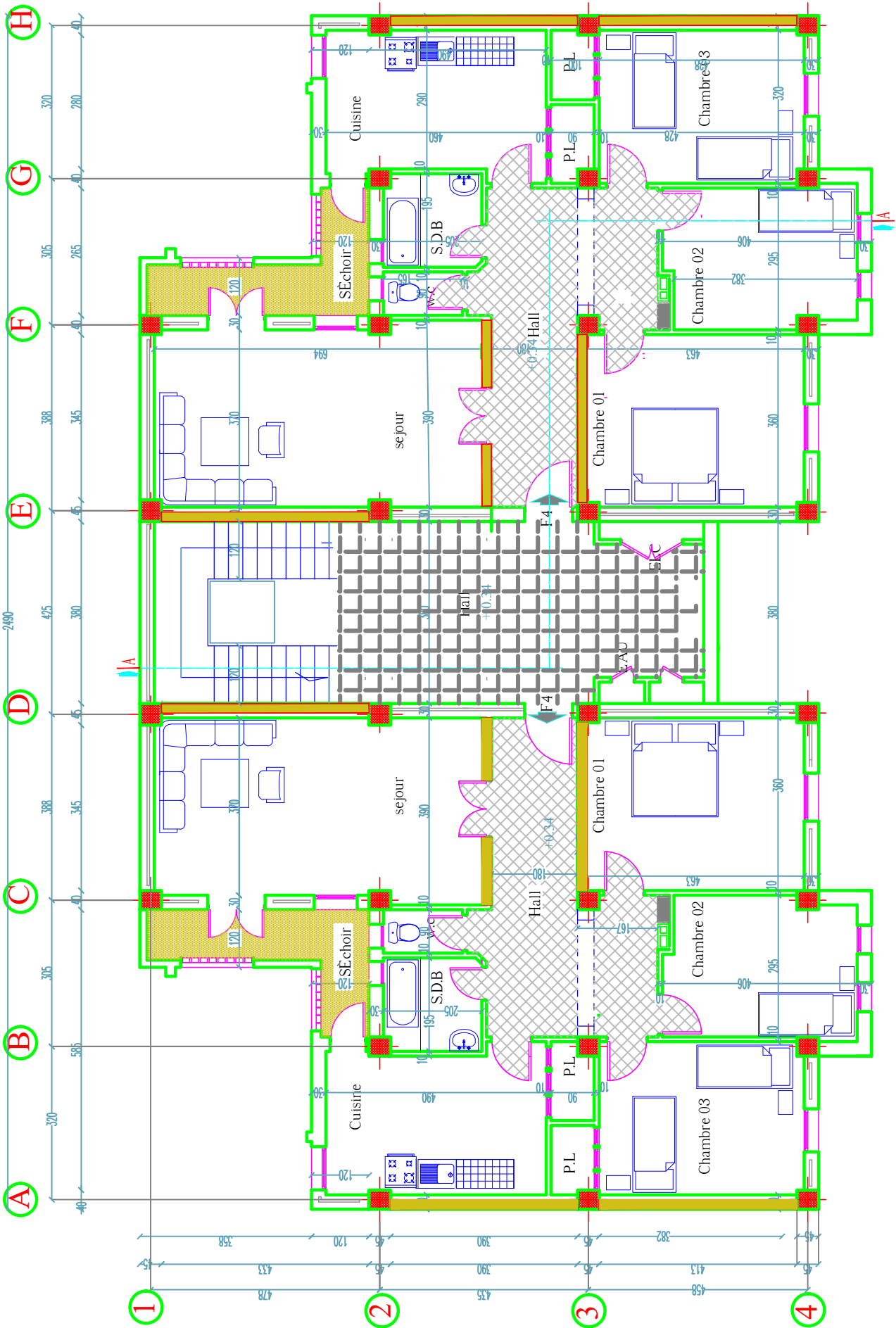
Introduction

LES PLANS

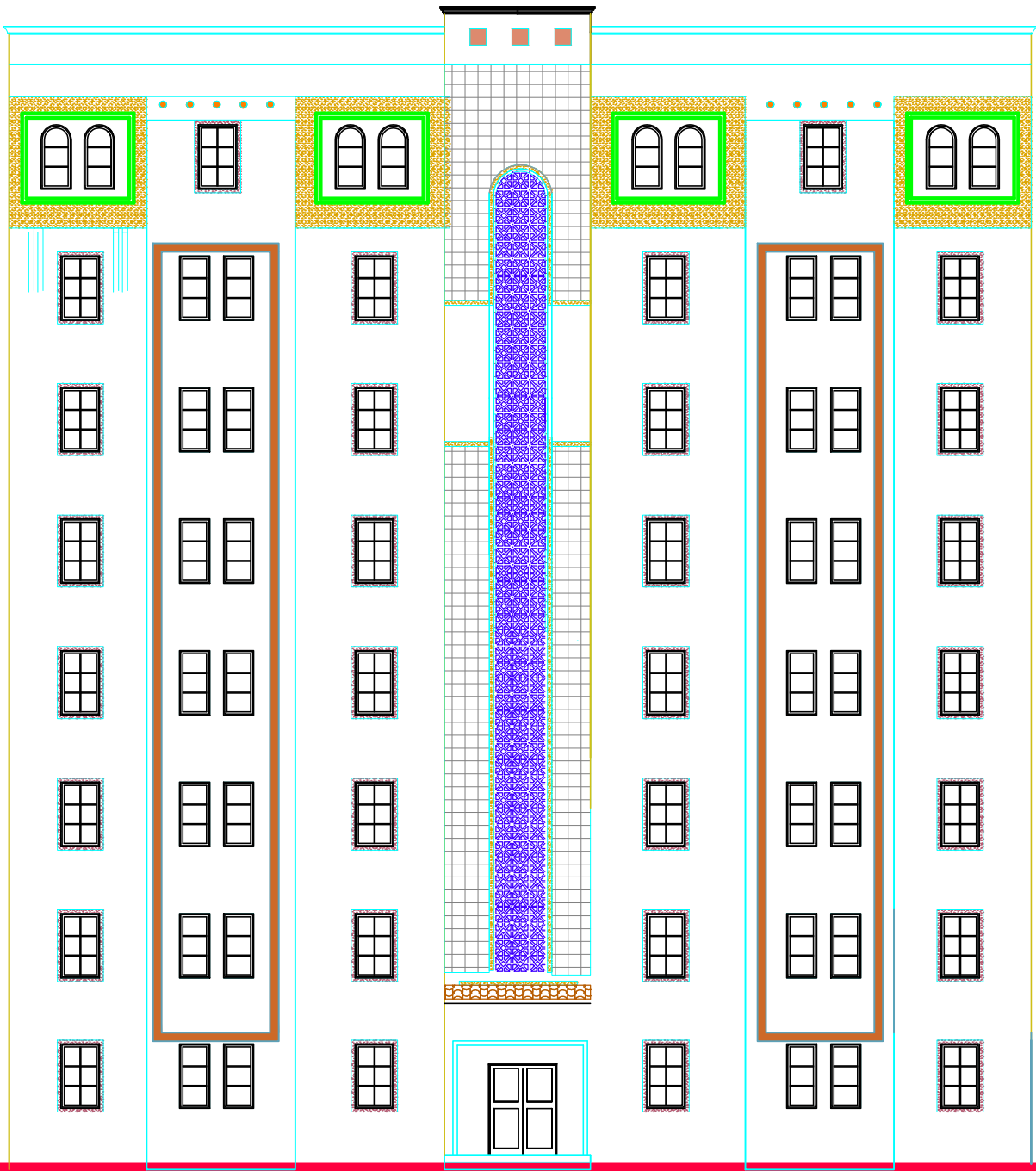


ACCÈS PRINCIPALE DU BLOC

PLAN RDC ECH : 1/100



PLAN ETAGE COURANT ECH : 1/100



FACADE PRINCIPALE
ECH : 1/200

CHAPITRE I

I. Présentation du projet :

I.1. Introduction :

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage de l'étude :

Le présent projet est un bâtiment (R+7) à usage d'habitation. Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte. Le bâtiment est implanté à STIEF, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyen sismicité (zone IIa).

❖ En élévation

Hauteur du RDC----- 3.06 m.
Hauteur d'étage courant----- 3.06 m.
Hauteur acrotère----- 0.60 m.
Hauteur totale (avec acrotère) ----- 25.08m.

❖ En plan

Longueur en plan----- 24.90 m.
Largeur en plan----- 14.16 m.

I.3. Conception de la structure du bâtiment :

a-Plancher

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légère que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

b-Poutres

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

c-Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d-Escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 8^{ième} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire

e-Les murs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

f-Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- 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.

g- Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

h- Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.4. Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa.

I.5. Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (**RPA 99.V 2003**).
- Les règles **BAEL 83**.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR-B.C 2.2**)
- Les règles **CBA93 et RNV99 v2013**.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les éléments porteurs du bâtiment sont construite en béton armé

LE BETON ARME =BETON+ACIERS

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

I.6.1.Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au dessous de 300Kg/m³, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

I.6.1.1. Composition du béton :

Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 Mpa**, on utilisera pour **1m³** de béton les composants suivants :

- **Ciment**

Le ciment est un liant, une matière pulvérulente, formant avec l'eau ou avec une solution saline une pâte homogène et plastique, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées appelées agrégat ou granulats.

Le ciment utilisé est un **CPJ 42.5**, le dosage pour les éléments de la superstructure est de **350 Kg/m³**.

- **Sable**

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0 et 5 mm.

Le dosage du Sable : **400 litre/m³**

- **Gravier**

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 7 et 25 à 30 mm.

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Le dosage granulats 7/25: **800 litre/ m³**.

- Le dosage de l'Eau est de **175 l/m³**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2400 Kg/m³**. et **2500 Kg/m³**.

6.1.2. Résistance du béton à la compression :

Elle est représentée par le symbole f_c et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de **200 cm²** ($\Phi = 16\text{cm}$) de section et une hauteur double du diamètre (**32cm**).

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } J < 28 \text{ jours} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } J < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-dessus

pour $28 < j < 60$, avec $f_{cj} = 1,1f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

f_{cj} : La résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

$f_{c28}=25$ MPa

I.6.1.3.Résistance à la traction :

Elle est représentée par le symbole f_{tj} , cette est une fraction de la résistance à la compression Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

I.6.1.4.Modules de déformation longitudinal :

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

- Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ D'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- Le module de déformation longitudinale différé E_{vj} :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ D'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité E :

C'est le rapport entre les contraintes appliquées u et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

- Module de déformation transversale :

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

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

I.6.1.5. Coefficient de Poisson ν :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec

ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_L : Déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$ dans le cas des **ELU**

$\nu = 0.2$ dans le cas des **ELS**

I.6.1.6. Contraintes limites :

Selon le **BAEL** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une conduction requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus à la fonction pour lesquelles elle est conçue, on distingue deux états limites.

- **Etat limite ultime E.L.U**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentelles} \end{array} \right\}$$

0.85 = coefficient réducteur

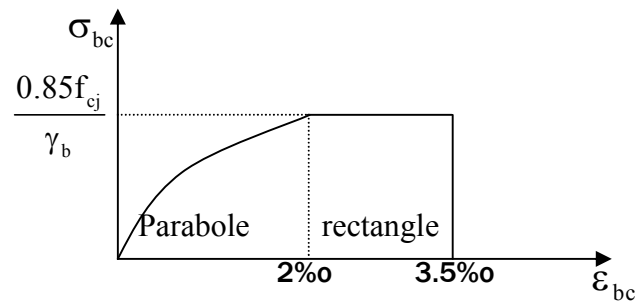


Fig. I.1. Diagramme de déformation-contraainte du béton (BAEL).

-Contrainte limite de cisaillement

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales)

- Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

• **Etat limite de service E.L.S**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Pour : $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_b = 15 \text{ M P a}$

I.6.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances ($F_e E_{215}$; $F_e E_{235}$) correspondant à des limites d'élasticité de 215MPa et 235MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont ($F_e E_{400}$; $F_e E_{500}$) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500Mpa.

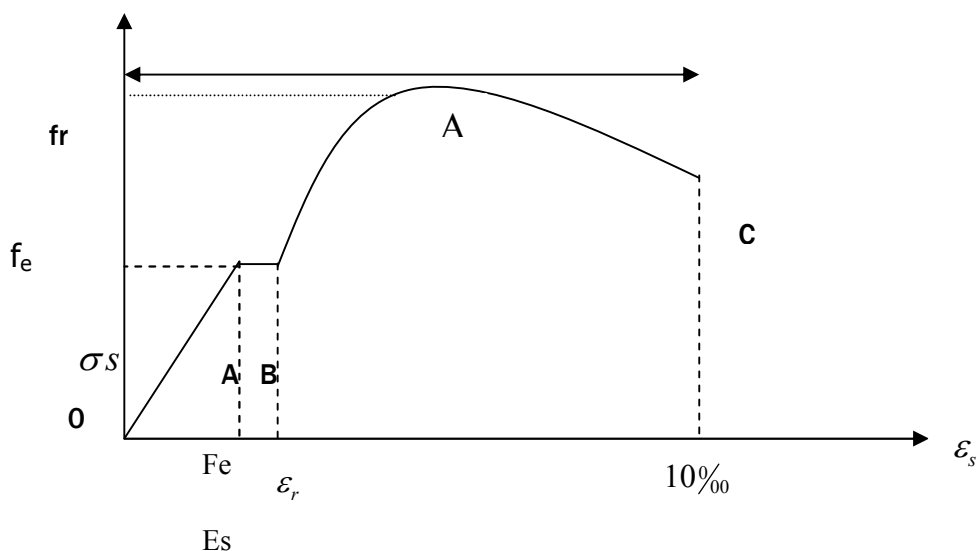


Fig.I.2.Diagramme Contrainte – déformation d'acier.

La droite OA est le domaine élastique avec : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

E : Le module de Young = 200 000MPa

ε : la Déformation.

La droite AB est le palier de ductilité, dans ce domaine l'effort de traction égal à F_e .

I.6.2.1.Diagramme déformation-contrainte: (BAEL91 A 2.2.2) :

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_s ayant les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ (cas courants)
- $\gamma_s = 1$ (combinaisons accidentelles)
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$ si $\gamma_s = 1,15$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{Mpa}$ si $\gamma_s = 1$

On adopte le diagramme linéaire suivant E.LS : (BAEL91 A.4.5, 33)

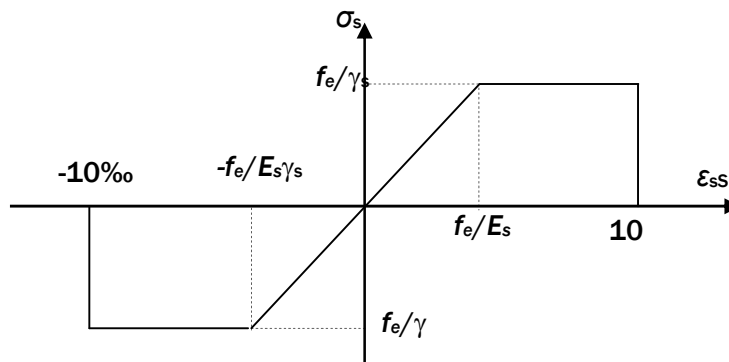


Fig. I.3.Diagramme Déformation - Contrainte d'acier.

I.6.2.2.Vérification des armatures à l'état limite de service :

- En fissuration préjudiciable pas de vérification
- En fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

- En fissuration très préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min (0.5 fe ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 \text{ MPa}$$

Avec : - η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence

I.7. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :**A) Béton :**

- Ciment CPJ dosé à 350 kg / m³
- $F_{C28} = 25\text{Mpa}$
- $\sigma_{bc} = 14.2\text{Mpa}$
- $F_{t28} = 2.1\text{Mpa}$
- $E_{ij} = 32164.195\text{Mpa}$
- $E_{vj} = 10818.78\text{Mpa}$
- $\gamma_b = 1.5$

B) Acier :

- Des barres (HA) : $F_e E400$
- $\sigma_s = 348\text{Mpa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2.10^5\text{Mpa}$

I.8. Les actions et sollicitations :**I.8.1 : les actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces au couples) appliquées la structure , ainsi que les déformations imposées à la construction (variation de température , retrait et tassement des appuis).

Les actions sont classées en 3 catégories :

•Les actions permanentes (G) :

Elles sont appliqués pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, tel que le poids propre de la structure (poteaux, poutre, dalles, murs).

•Les actions variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps tel que les charges d'exploitation.

•Les actions accidentelles (Fa) :

Sont la cause des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application (séismes-chocs-explosions)

I.8.2 : Sollicitations :

BAEL91 (art. A.3.2)

Les sollicitations sont les éléments de réduction (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une section par une combinaison d'action douées.

• Combinaisons d'action :

BAEL91 (art. A.6.1.2)

- A l'état limite de service [ELS]: $G+Q$
- A l'état limite ultime[ELU]: $1,35G+1,5Q$.

CHAPITRE

II

II.1. Pré-dimensionnement :**II.1.Introduction :**

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2.pré-dimensionnement des éléments secondaires:**II.2.1.les planchers :**

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art. B.6.8.4.2.3).

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 380 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.88 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 16\text{cm}, \dots \dots \dots 20\text{cm} \geq 16\text{cm}.$$

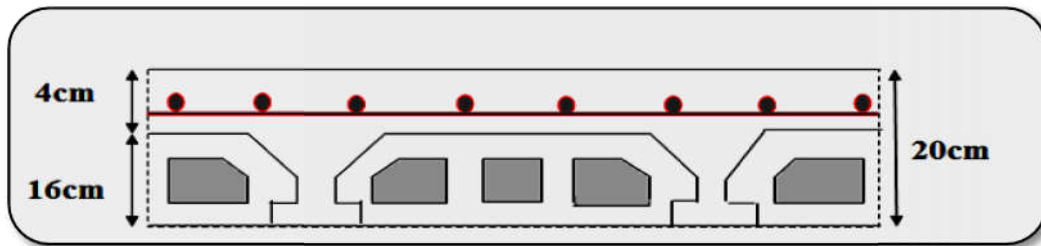


fig.II.1. Plancher à corps creux.

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

- Soit $b_0 = 10\text{cm}$.

- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 16cm et de longueur 55cm.

- La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = \frac{55}{2} = 27.5\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{380}{10} = 38\text{cm} \end{cases}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5\text{cm}$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \implies b = 60\text{ cm}$$

Soit : $b = 60$

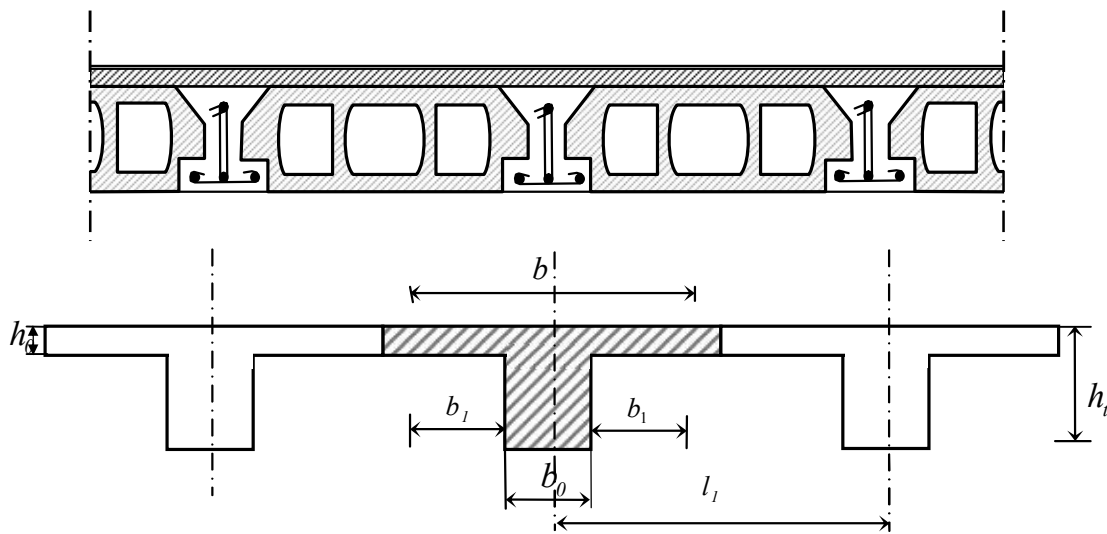


fig.II.2. schéma des poutrelles.

II.2.2. Balcon :

- balcon est constitué d'une dalle pleine :
- Il y a deux types de balcon :
 - ✓ une dalle pleine encastree dans deux cotes et libre dans les autres cotes.
 - ✓ une dalle pleine encastree dans trois cotes et libre dans autre cote.
- L'epaisseur de la dalle pleine sera determinee par la condition de la resistance a la flexion.

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1.20 \text{ m}$$

$$8. \leq e \leq 13 \text{ cm} \quad \text{On prend une epaisseur de : } 16 \text{ cm.}$$

II.2.3.Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

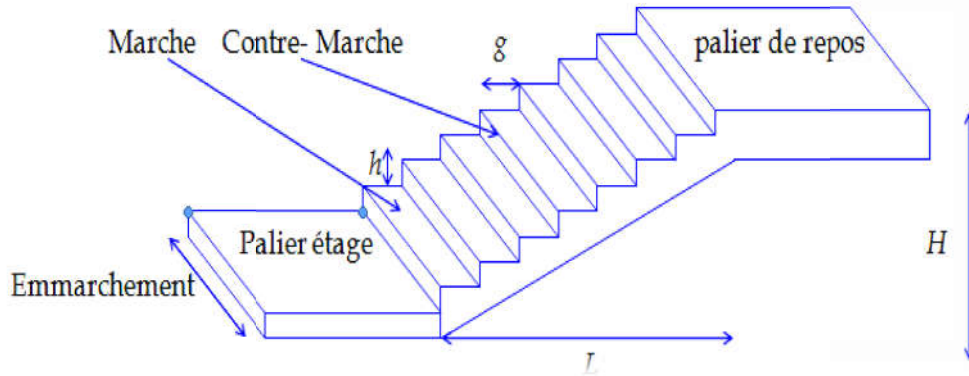


Fig.II.3.schéma d'Escalier.

h : hauteur de contre marche

g: largeur de marche (giron).

Pratiquement : la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm .

La largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm .

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64$ cm $\Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$ (c.v)

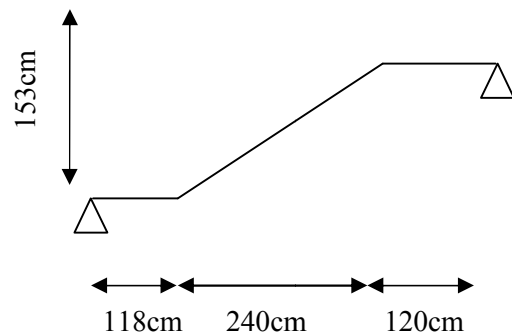


Fig.II.4.schéma isostatique d'Escalier.

- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche.}$$

- Longueur de la volée :

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm .}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52$$

H:hauteur d'étage = 3.06 m.

L:Longueur de la volée =2.40 m.

$$L=L_{\text{volée}}+L_{\text{paillasse}}=2.40+1.20+1.20=4.80 \text{ m}$$

- Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{480}{35} \leq e \leq \frac{480}{30} \Rightarrow 13.71\text{cm} \leq e \leq 16\text{cm}$$

Soit : e = 14 cm.

II.2.4.L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$.

$$S_{\text{inacce}} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{\text{inacce}} = 0.0685 \text{ m}^2$$

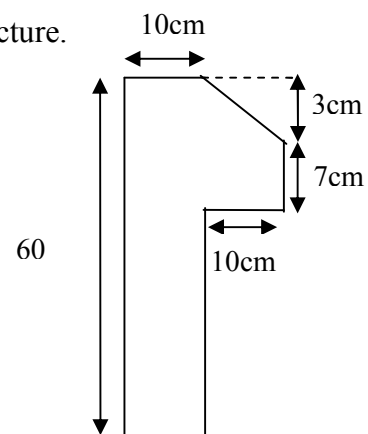


Fig.II.5. L'acrotère.

II.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

II.3.1. Les voiles:

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

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

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{m.}$$

$$a \geq \max\left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right].$$

$$a \geq \max\left[\frac{266}{20}; 15\text{cm}\right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max[13.30; 15\text{cm}].$$

Soit $a = 15\text{cm}$.

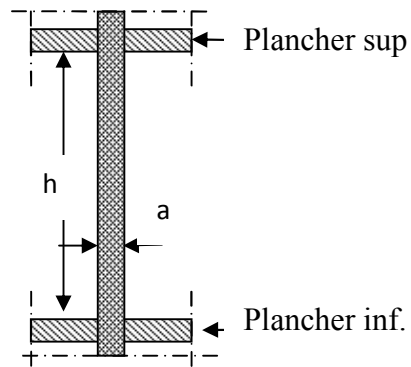


Fig.II.6. coupe verticale d'un voile.

II.3.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

✓ Selon BAEL91 :

$$\text{II. } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{B.A.E.L. 83. théorie et application ; ch 5 page 218})$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 art.7.5.1. :

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

II.3.2.1. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

- Par BAEL 91 : (B.A.E.L. 83. théorie et application ; ch 5 page 218)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$L_{\max} = 433 \text{ cm}$

$28.86 \text{ cm} \leq h \leq 43.3 \text{ cm.} \Rightarrow$ On adopter **$h = 40 \text{ cm}$**

$b = (0.3 ; 0.6) h = (0.3 ; 0.6) 40 = (12 ; 24) \Rightarrow$ On adopter **$b = 30 \text{ cm}$**

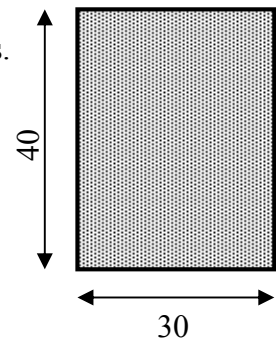


Fig.II.7. Poutre principale (30×40)

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 1.33 < 4.00 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Remarque:

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = 30 \times 40 \text{cm}^2$

II.3.2.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

✓ (B.A.E.L. 83. théorie et application ; ch 5 page 218)

L_{\max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{\text{MAX}} = 380 \text{cm} \rightarrow 25.33 \text{cm} \leq h \leq 38 \text{cm}.$$

On prend: $h = 35 \text{cm}$ et $b = 30 \text{cm}$.

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 35 > 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.16 < 4.00 \end{array} \right. \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

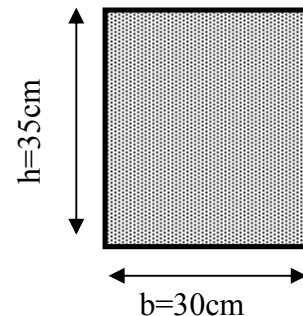


Fig.II.8.Poutre secondaire (30x35)

II.3.3. Les poteaux :

Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- supporter les charges verticales.
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutre pour résister les efforts Hz.

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on **zone II**

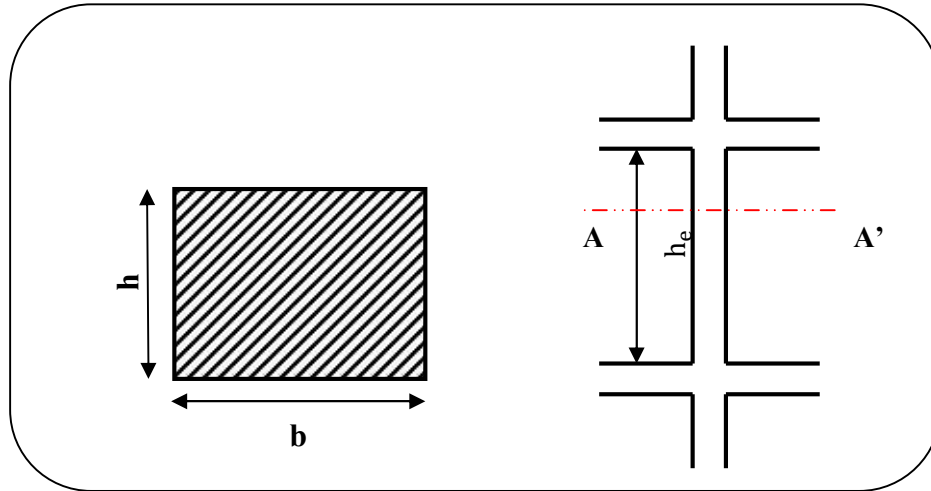


Fig. II.9: Coupe A-A' de section de poteau.

- Les exigences de RPA $\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$

On dimensionnée la section de poteaux par :

La condition de règle (RPA 99 v 2003).

b. Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :(en zones II_A)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm} \longrightarrow 45 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Min } (b, h) \geq 306 / 20 \longrightarrow 45 \geq 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Alors la section de poteau pour tous les étages c'est : **(45×45) cm²**

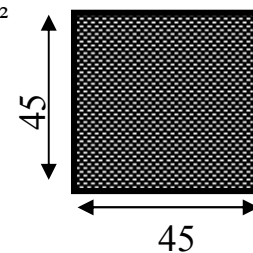


Fig.II.10.Section de poteau (45x45) cm²

II.4.Conclusion :

éléments	Sections
	tous les étages
Poteaux	(45 x45) cm ²
Poutre principale	(30x40) cm ²
Poutre secondaire	(30x35) cm ²
Voile	15 cm
plancher	(16+4) cm

II.2. Descente de charge :

II.2.1.Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

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

II.2.2.Evaluation des charges appliquées :

II.2.2.1.Plancher terrasse inaccessible :

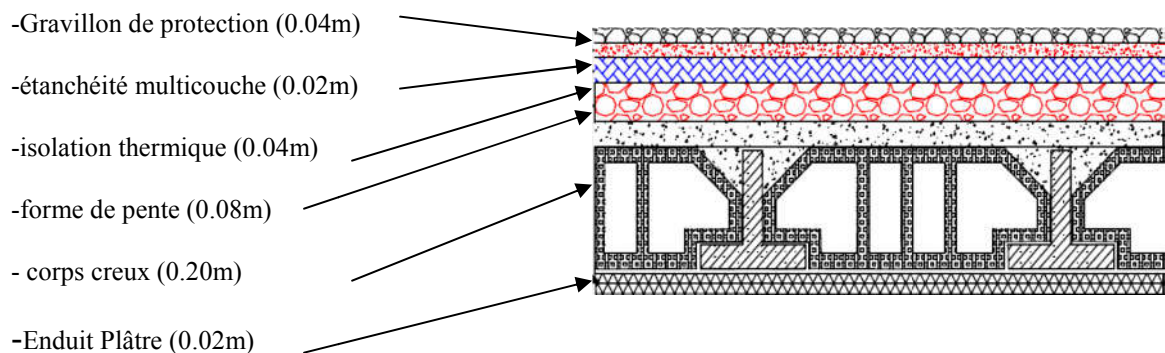


Fig.II.11. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique en daN/ m ³	"G"(daN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	2000	80
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	400	16
4	Forme de pente	0.08	2200	176
5	Plancher en corps creux	0.20	--	285
6	Enduit de plâtre	0.02	1000	20

Tab. charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.

Q = 100 kg/m² G = 589kg/m².

II.2.2.2. Plancher courant à usage d'habitation :

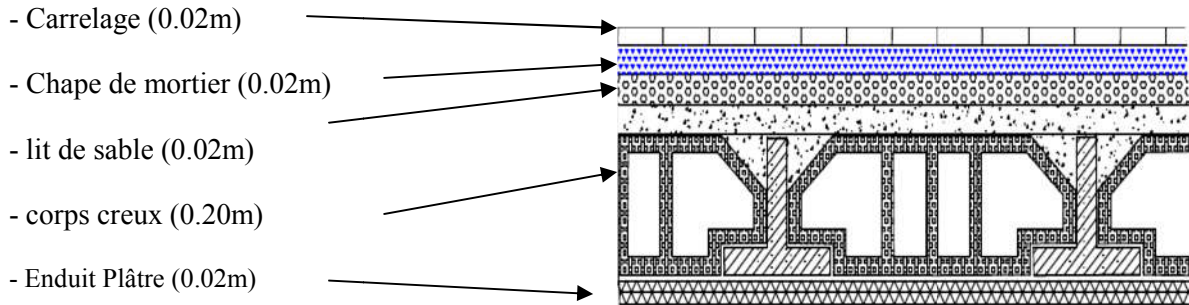


fig.II.12. Schéma d'un plancher d'étage courant.

N°	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique en daN/ m ³	"G"(daN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	2000	40
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	38
4	Plancher en corps creux	0.20		285
5	Enduit plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons légères			100

Tab. charges permanentes due la dalle de niveau étage courant.

G = 523 kg/m². Q = 150 kg/m²

II.2.2.3.L'acrotère:

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

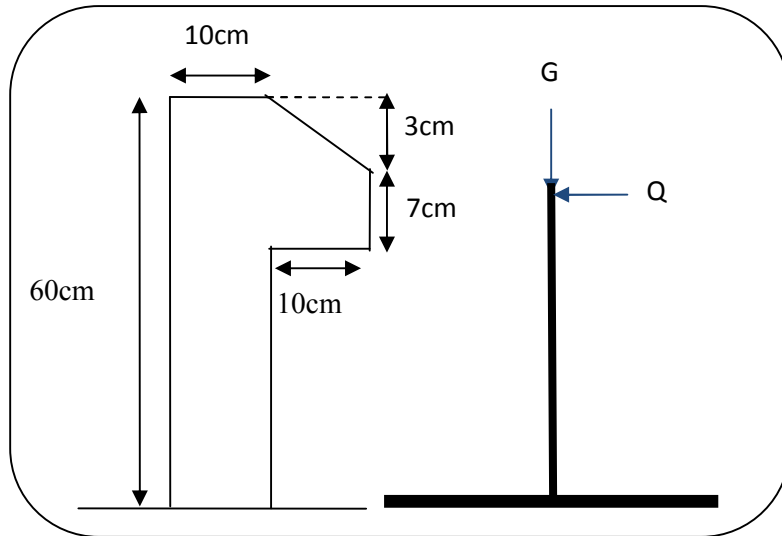


Fig. II.13. schéma de L'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_T = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

II.2.2.4. L'escalier :

2.1. Paillasse :

N°	Désignations	γ (daN/m ³)	e (m)	G (daN/m ²)
1	Carrelage	2200	0,02	44
2	Mortier de pose	2000	0,02	40
3	Poids des marches	2200	0,17	187
4	Paillasse	2500	0,12/ cos α	356
	Enduit ciment	2000	0,02	40
				$\Sigma = 667$

Tab. Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.

Charge permanente : $G = 667 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 667 \text{ daN/ml}$

Charges exploitation : $Q = 2.50 \times 1 \text{ m} = 2.50 \text{ KN/ml}$

2.2. Palier :

N°	Désignations	γ (daN/m ³)	e (m)	G (daN/m ²)
1	Carrelage	2200	0,02	44
2	Mortier de pose	2000	0,05	100
3	Poids propre de palier	2500	0,14	350
4	Enduit ciment	1800	0,02	36
				$\Sigma = 530$

Tab. Evaluation des charges permanentes dans le palier d'escalier.

Charge permanente : $G = 5.14 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.14 \text{ KN/ml}$

Charges exploitation : $Q = 2.50 \times 1 \text{ m} = 2.50 \text{ KN/ml}$

II.2.2.5.Murs extérieurs :

	ρ	e	G(daN/m ²)
Enduit extérieur	1800	0.02	36
Brique creuse	900	0.15	130
Brique creuse	900	0.10	90
Enduit intérieur	1000	0.01	10

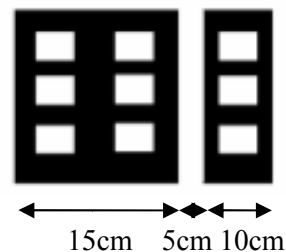


Fig.II.14.schéma des murs extérieurs.

Tab. Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs

G = 266 daN/m²

II.2.6.Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$
- ✓ Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.2.3. Descente des charges :

Pour un poteau intermédiaire B2 :

La surface afférente :

$$S1=(1.95+2.065) \times (2.75+2.60)=21.48 \text{ m}^2$$

$$S2=(1.95+2.065)0.15+(2.75+2.60)0.15=1.404 \text{ m}^2$$

$$S1+S2=22.884 \text{ m}^2$$

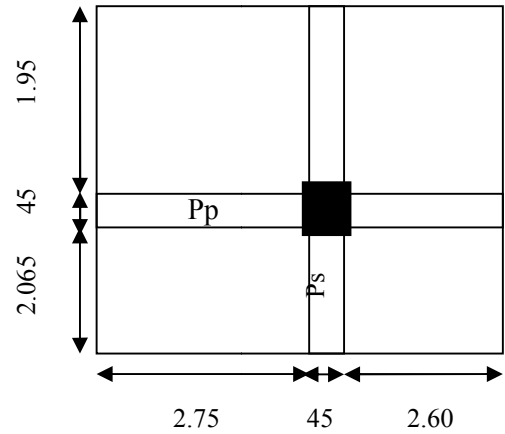


Fig.II.15.Coupe A-A'

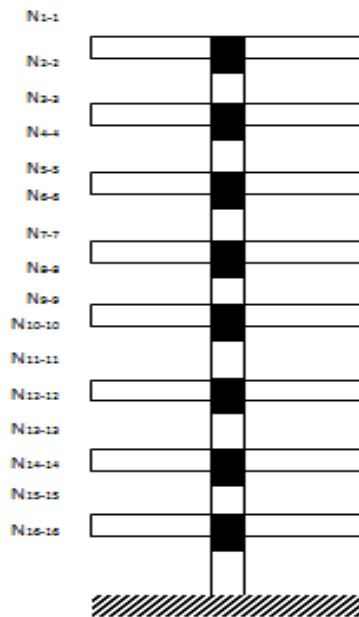


Fig.II.16.Coupe vertical du poteau B2.

	Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
N ₁₋₁	Plancher terrasse : 22.884	22.884×5.89=134.787	22.884*1=22.884
	P _p :(0.3*0.4)*4.015=0.482	0.482*25=12.05 0.3*4.015*3.04=3.66	0.3*4.015*1=1.2045
	P _s :(0.3*0.35)*(2.75+2.60)=0.561	0.5617*25=14.04 0.3*(2.75+2.60)*3.04=4.87	0.3*(2.75+2.60)*1=1.605
	Venant	169.407	25.693
N ₂₋₂	Poteau :(0.45*0.45)*3.06=0.619	0.619*25=15.491	
	Venant	184.898	25.693
N ₃₋₃	Plancher étage courant : 22.884	22.884*5.23=119.68	22.884*1.5=34.326
	P _p : 0.482	0.482*25=12.05 (0.3-0.1)*(1.95+2.065) *(5.23-2.85) =1.911	(0.3-0.1)*4.015*1.5=1.204
	P _s : 0.561	0.5617*25=14.04 ((0.3-0.1)*2.75+(0.3*2.60)) (5.23-2.85)=3.165	(0.3-0.1)*2.75+(0.3*2.60))*1.5=1.995
	Venant	335.744	63.213
N ₄₋₄	Poteau : 0.619	15.491	
	Venant	351.235	63.213
N ₅₋₅	Plancher : 22.884	119.68	34.32*0.9=30.88
	P _p =0.482	12.05 1.911	1.204*0.9=1.083
	P _s =0.561	14.04 3.165	1.995*0.9=1.795
	Venant	502.081	96.980
N ₆₋₆	Poteau : 0.619	15.491	
	Venant	517.572	96.980
N ₇₋₇	Plancher : 22.884	119.68	34.32*0.8=27.45
	P _p : 0.482	12.05 1.911	1.204*0.8=0.963
	P _s : 0.561	14.04 3.165	1.995*0.8=1.596
	Venant	668.418	126.995
N ₈₋₈	Poteau : 0.619	15.491 683.909	126.995
N ₉₋₉	Plancher : 22.884	119.68	34.32*0.7=24.02
	P _p : 0.482	12.05 1.911	1.204*0.7=0.84
	P _s : 0.561	14.04 3.165	1.995*0.7=1.39
	Venant	834.755	153.258

N ₁₀ - 10	Poteau : 0.619	15.491	
	Venant	850.246	153.258
N ₁₁ - 11	Plancher : 22.884	119.68	34.32*0.6=20.59
	P _p : 0.482	12.05 1.911	1.204*0.6=0.72
	P _s : 0.561	14.04 3.165	1.995*0.6=1.19
	Venant	1001.092	175.769
N ₁₂ - 12	Poteau : 0.619	15.491 1016.583	175.769
N ₁₃ - 13	Plancher : 22.884	119.68	34.32*0.5=17.16
	P _p : 0.482	12.05 1.911	1.204*0.5=0.602
	P _s : 0.561	14.04 3.165	1.995*0.5=0.997
	Venant	1167.429	194.528
N ₁₄ - 14	Poteau : 0.619	15.491	
	Venant	1182.92	194.528

N ₁₅ - 15	Plancher : 22.884	119.68.	34.32*0.5 = 17.16
	P _p : 0.482	12.05 1.911	1.204*0.5= 0.602
	P _s : 0.561	14.04 3.165	1.995*0.5 = 0.997
	Venant	1333.766	213.287
N ₁₆ - 16	Poteau : 0.619	15.491	
	Venant	1349.257	213.287
	Total	1349.257	213.287

Tab. Descente de charge pour poteau intermédiaire B2.

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1349.257 + 1.5 \times 213.287 = 2141.42 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 1349.257 + 213.287 = 1562.544 \text{ KN}$$

Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4,1) :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

- l_f : Longueur de flambement.

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

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

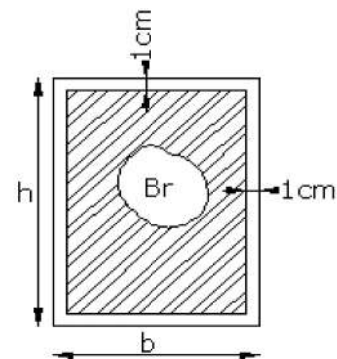
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].
- Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1] :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &\leq 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$



Poteau (45,45) :

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$L_f = 0.7 \times h_e$$

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{2.142}{0.45} = 16.46 \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{16.46}{35}\right)^2} = 0.81$$

$\alpha = 0.81$

✓ **Pas de risque de flambement.**

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \%B \text{ (zone IIa) Page 43 .}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} \times (450 \times 450) = 1620 \text{ mm}^2 \quad \text{Zone (IIa)}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2(450 \times 450)}{100} = 405 \text{ mm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(450+450)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

Alors : $A_s = 1620 \text{ mm}^2$

$$\bar{N}_u = 0.8 \left[\frac{1849 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1620 \times \frac{400}{1.15} \right] = 3269792.915 \text{ N}$$

21414274.5N N ≤ 3269792.915 N (CV)

$\bar{N} > N_u$ Condition vérifié

N_u (N)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N)	condition
2141427.45	405	1620	1620	184900	3269792.915	vérifiée

a) Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

V_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$V_d = N_{ser} = 156254.4 \text{ N}$$

Donc on calcule la section qui est assurée par la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99(2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{116578}{450 \times 450 \times 25} = 0.02 < 0.30 \Rightarrow CV$$

Alors la section (45× 45) est vérifiée.

RDC-7^{eme} étages : (45 ,45) cm²

CHAPITRE

III

III. Eléments secondaires :

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous allons calculer et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

III.2.Les plancher à corps creux :

III.2.1- Introduction :

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et la largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur.

➤ Fonction nécessaires de plancher

- Isolation thermique
- Isolation acoustique
- Rigidité aux déformations
- Résistance mécanique
- Etanchéité

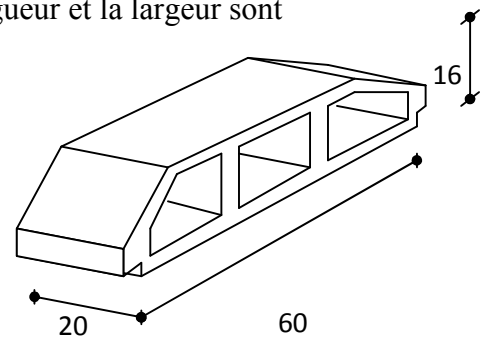
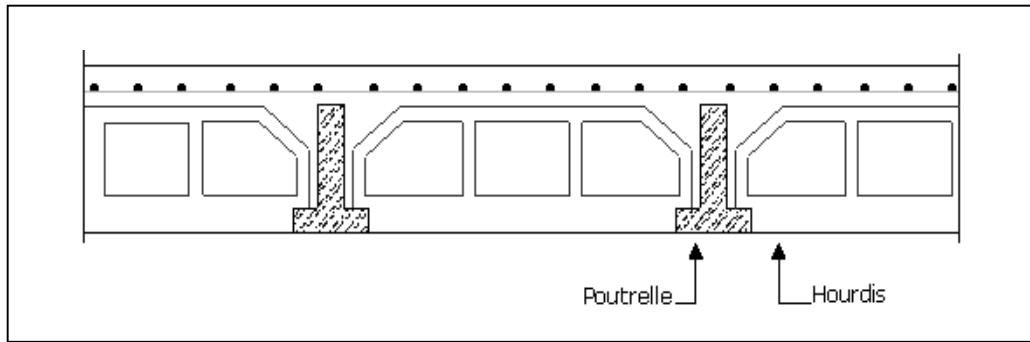


Figure: Corps Creux

➤ Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles coulées sur place), et par des éléments de remplissage (**corps creux**) de dimensions **(16x20x60) cm³**, avec une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.



III.2.2. Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les méthodes forfaitaire et exacte.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément.

1. calcul des poutrelles : BAEL 91 (art B.6.2.210) page 83

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kg.m}^2 \end{array} \right.$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

2. calcul des moments :

➤ Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive.
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées.
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus de trois travées).

➤ Les moments en travées :

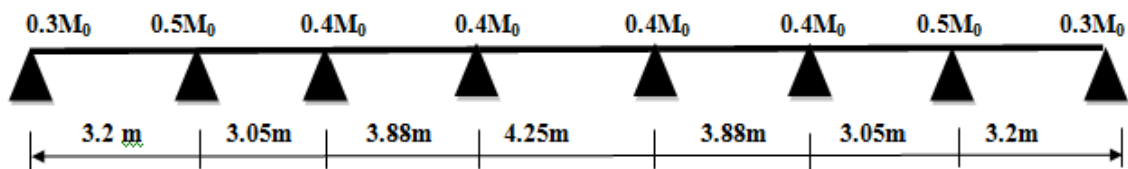
Travée de rive	Travée intermédiaire
$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
$M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$	$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

III.2.3. Détermination sollicitations :

Nous avons un 2 type des poutrelles à calculer.

❖ Plancher étage courante :

• TYPE 1 :



Condition d'application

$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$G=5.23 \text{ KN/m}^2$

- $Q \leq 2G \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \times 5.23 = 10.46 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{CV}$
- $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{CV}$
- Les moments d'inertie (I) constanteCV
- $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ On a : $\frac{3.20}{3.05} = 1.049$ et $\frac{3.05}{3.88} = 0.88$ et $\frac{3.88}{4.25} = 0.91$ et $\frac{4.25}{3.88} = 1.09$ et $\frac{3.88}{3.05} = 1.17$ et $\frac{3.05}{3.20} = 0.95 \dots\dots \text{CV}$
- La fissuration n'est pas préjudiciable.

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour la poutrelle dans le sens longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.23} = 0.222$$

- les charges appliquées

✓ ELU

$$P_u = (1.35 G + 1.5Q) \times 0.60$$

$$P_u = (1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 1.5) \times 0.60$$

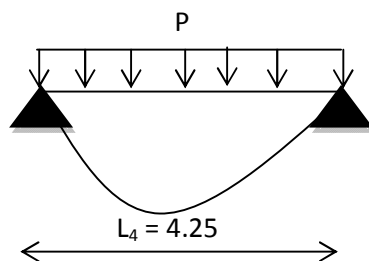
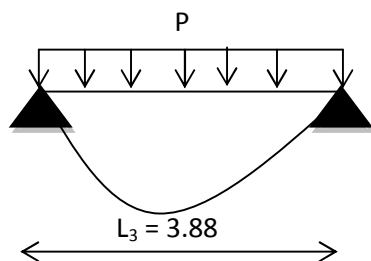
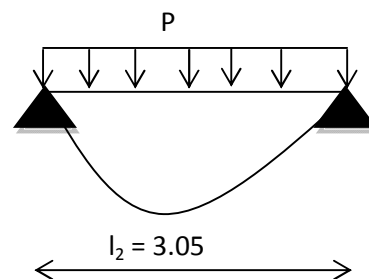
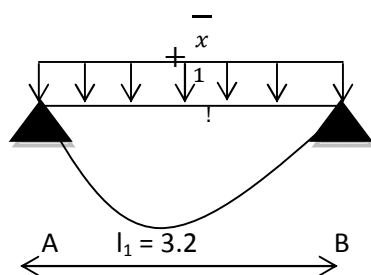
$$P_u = 5.5863 \text{ KN/ml} = 558.63 \text{ Kg.m}$$

✓ ELS

$$P_s = (G+Q).E = (5.23+1.5) \times 0.60 = 4.03 \text{ KN.m} \Rightarrow p_s = 4.03 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$



$$M_{0AB} = M_{0GH} = \frac{6.05 \times 3.2^2}{8} = 7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0FG} = \frac{6.05 \times 3.05^2}{8} = 7.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0EF} = \frac{6.05 \times 3.88^2}{8} = 11.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{6.05 \times 4.25^2}{8} = 13.66 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments sur appuis

$$M_A = M_H = 0.3 \times 7.74 = 2.32 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5 \times 7.03 = 3.87 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = 0.4 \times 11.38 = 4.55 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0.4 \times 13.66 = 5.46 \text{ KN.m}$$

➤ les moments en travées :

➤ Travée de rive (travée AB, GH) :

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.066 \times 7.74) - \left(\frac{2.32+3.87}{2}\right)$$

$$M_T \geq 5.15 \text{ KN.m}$$

$$b. M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 0.63 M_{0AB} = 4.90 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_T = 5.15 \text{ KN.m}$$

Travée (BC ,FG) :

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.066 \times 7.03) - \left(\frac{3.87+4.55}{2}\right)$$

$$M_T \geq 3.28 \text{ KN .m}$$

$$b. M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 3.75 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_T \geq 3.75 \text{ KN.m}$$

Travée (CD ,EF) :

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.066 \times 11.38) - \left(\frac{4.55+5.46}{2}\right)$$

$$M_T \geq 7.12 \text{ KN .m}$$

$$b. M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_T \geq 7.12 \text{ KN .m}$$

Travée DE :

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.066 \times 13.66) - \left(\frac{5.46+5.46}{2}\right)$$

$$M_T \geq 9.09 \text{ KN .m}$$

$$b. M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 7.28 \text{ KN.m}$$

$$M_T \geq 9.09 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants :

$$T_d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T_g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$\left(\frac{Pl}{2}\right)_1 = \frac{6.05 \times 3.2}{2} = 9.68 \text{ Kn} \quad \left(\frac{Pl}{2}\right)_2 = \frac{6.05 \times 3.05}{2} = 9.22 \text{ Kn}$$

$$\left(\frac{Pl}{2}\right)_3 = \frac{6.05 \times 3.88}{2} = 11.73 \text{ Kn} \quad \left(\frac{Pl}{2}\right)_4 = \frac{6.05 \times 4.25}{2} = 12.85 \text{ Kn}$$

✓ ELU

Travée	L (m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)
A-B	3.2	6.05	7.74	2.32	3.87	5.15	10.16	9.19
B-C	3.05	6.05	7.03	3.87	4.15	3.75	9.004	9.45
C-D	3.88	6.05	11.83	4.55	5.46	7.12	11.50	11.97
D-E	4.25	6.05	13.66	5.46	5.46	9.09	12.85	12.85
E-F	3.88	6.05	11.83	5.46	4.55	7.12	11.97	11.50
F-G	3.05	6.05	7.03	4.55	3.87	3.75	9.45	9.004
G-H	3.2	6.05	7.74	3.87	2.32	5.15	9.19	10.16

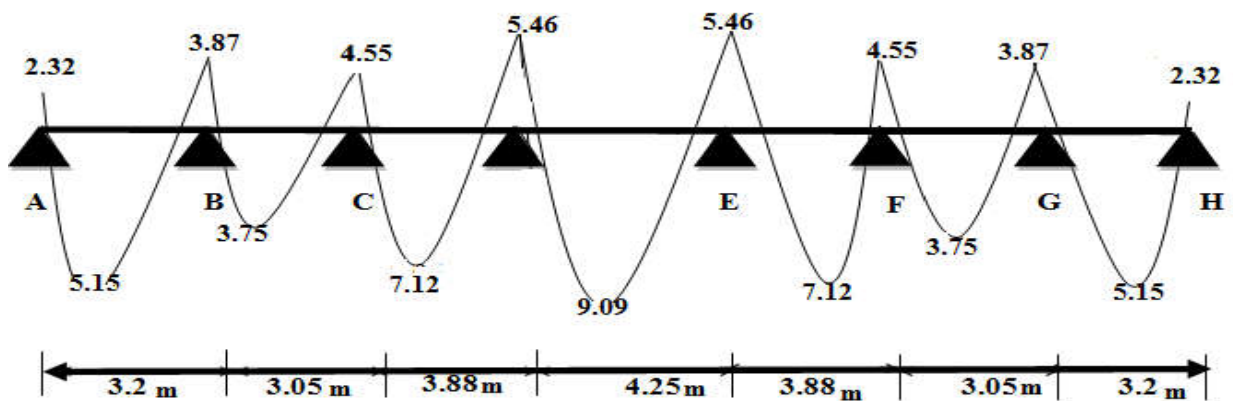


Fig.III.1 . Diagramme des Moments

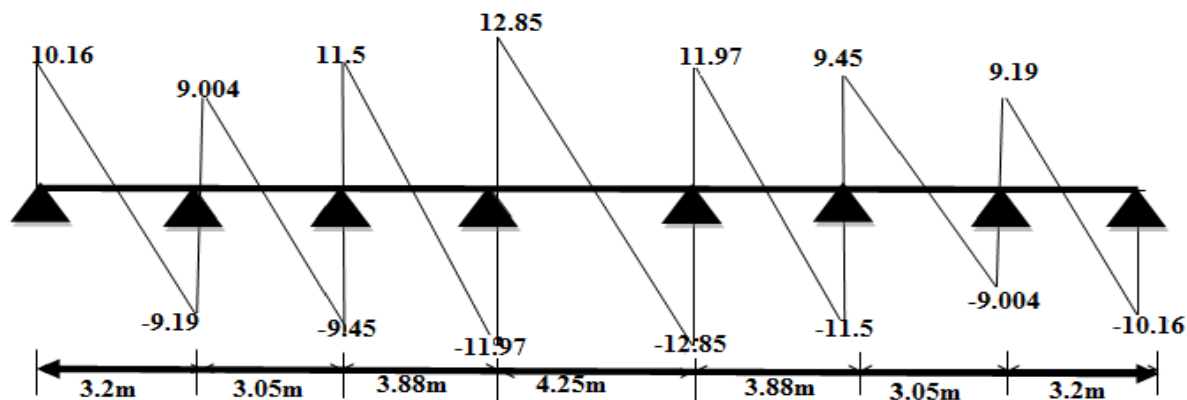


Fig.III.2. diagramme des efforts tranchants

✓ ELS

Travée	L (m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)
A-B	3.2	4.37	5.59	1.67	2.54	3.84	6.71	7.26
B-C	3.05	4.37	5.08	2.54	3.28	2.70	6.42	6.9
C-D	3.88	4.37	8.22	3.28	3.94	5.15	7.81	9.13
D-E	4.25	4.37	9.86	3.94	3.94	6.57	9.28	9.28
E-F	3.88	4.37	8.22	3.94	3.28	5.15	9.13	7.81
F-G	3.05	4.37	5.08	3.28	2.54	2.70	6.9	6.42
G-H	3.2	4.37	5.59	2.54	1.67	3.84	7.26	6.71

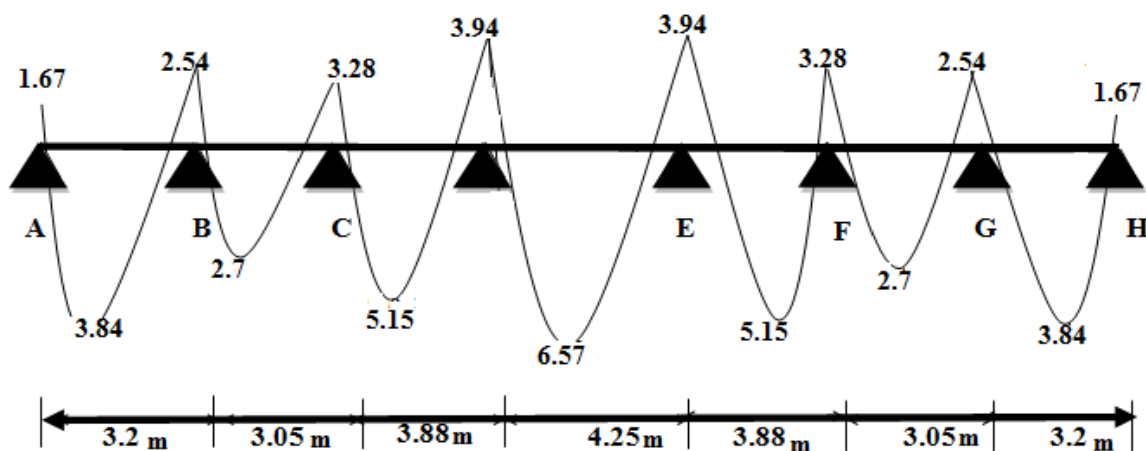


Fig.III. 3. Diagramme des Moments

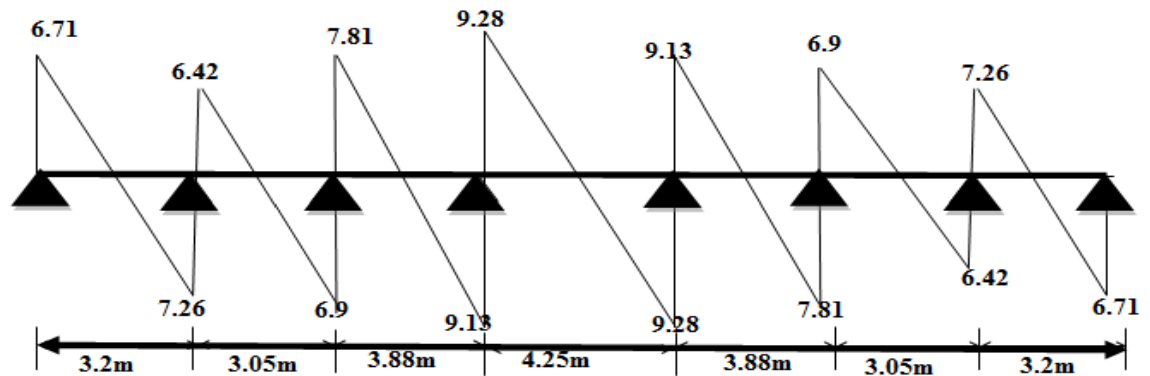
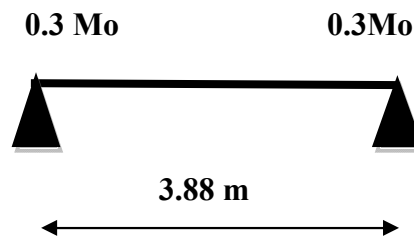


Fig.III.4.diagramme des efforts tranchants

• **TYPE 2 :**



$$M_{0CD} = \frac{6.05 \times 3.88^2}{8} = 11.38 \text{ KN.m}$$

• **Le moment sur appuis :**

$$M_c = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.38 = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.38 = 3.41 \text{ KN.m}$$

• **Le moment sur travée :**

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.066 \times 11.38) - \left(\frac{3.41 + 3.41}{2} \right)$$

$$M_T \geq 8.72 \text{ KN.m}$$

$$b. M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 0.63 M_{0AB} = 7.20 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_T = 8.72 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant :

Travée CD :

$$V_x = \frac{P \times L}{2} = \frac{6.05 \times 3.88}{2} = 10.43 \text{ KN m}$$

$$V_c = 10.43 \text{ KN m}$$

$$V_d = 10.43 \text{ KN m}$$

✓ ELU:

Travée	L (m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)
C-D	3.88	6.05	11.38	3.41	3.41	8.72	10.43	10.43

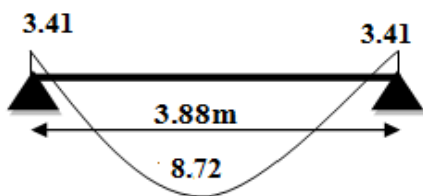


Fig. III.5. diagramme des Moments

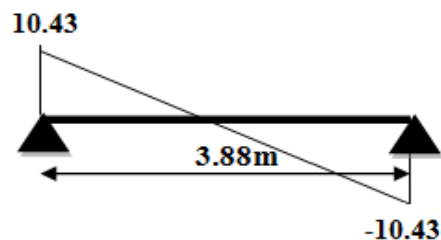


Fig. III.6. diagramme des efforts tranchants

✓ ELS:

Travée	L (m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)
C-D	3.88	4.37	8.22	2.46	2.46	6.30	8.47	8.47

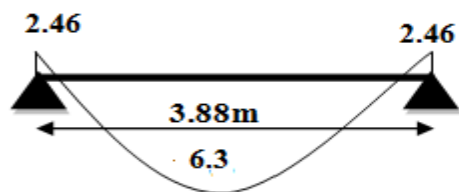


Fig. III.7. diagramme des Moments

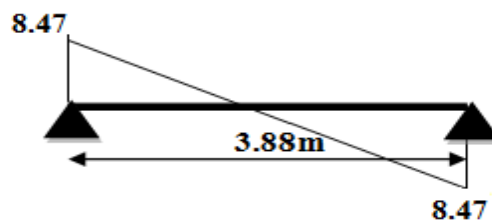
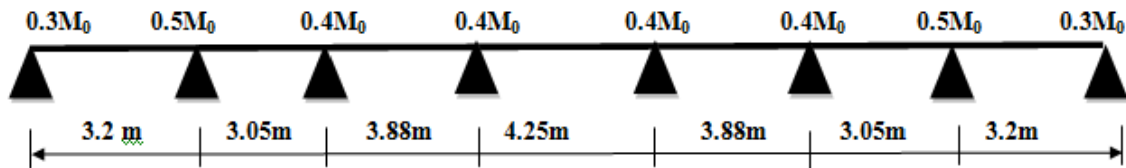


Fig. III.8. diagramme des efforts tranchants

❖ Plancher terrasse :

TYPE1 :



✓ ELU

$G = 5.89 \text{ KN.m}$ $Q = 1 \text{ KN.m}$

$P_u = (1.35G+1.5Q).E = (1.35 \times 5.89 + 1 \times 1.5) \times 0.60 = 6.14 \text{ KN.ml}$

✓ ELS

$P_s = (G+Q).E = (5.23+1.5) \times 0.60 = 4.37 \text{ KN.ml}$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.89} = 0.145$$

➤ Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$M_{0AB} = M_{0GH} = \frac{6.14 \times 3.2^2}{8} = 7.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0FG} = \frac{6.14 \times 3.05^2}{8} = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0EF} = \frac{6.14 \times 3.05^2}{8} = 11.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{6.14 \times 3.05^2}{8} = 13.86 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments sur appuis

$$M_A = M_H = 0.3 \times 7.86 = 2.35 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5 \times 7.14 = 3.93 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = 0.4 \times 11.55 = 4.62 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0.4 \times 13.86 = 5.54 \text{ KN.m}$$

➤ les moments en travées :

Travée de rive (travée AB, GH) :

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.05 \times 7.86) - \left(\frac{2.35+3.93}{2}\right)$$

$$M_T \geq 5.11 \text{ KN.}$$

$$\text{b. } M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 0.63 M_{0AB} = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_T = 5.11 \text{ KN.m}$$

Travée (BC ,FG) :

$$\text{a. } M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.05 \times 7.14) - \left(\frac{3.93+4.62}{2}\right)$$

$$M_T \geq 3.22 \text{ KN .m}$$

$$\text{b. } M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 3.72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_T \geq 3.72 \text{ KN.m}$$

Travée (CD ,EF) :

$$\text{a. } M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.05 \times 11.55) - \left(\frac{4.62+5.54}{2}\right)$$

$$M_T \geq 7.05 \text{ KN .m}$$

$$\text{b. } M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 6.03 \text{ KN m}$$

$$M_T \geq 7.05 \text{ KN .m}$$

Travée DE :

$$\text{a. } M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.05 \times 13.86) - \left(\frac{5.54+5.54}{2}\right)$$

$$M_T \geq 9.01 \text{ KN .m}$$

$$\text{b. } M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 7.23 \text{ KN m}$$

$$M_T \geq 9.01 \text{ KN .m}$$

➤ Les efforts tranchants :

Travée (AB) :

$$T_d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T_g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$\left(\frac{Pl}{2}\right)_1 = \frac{6.14 \times 3.2}{2} = 9.82 \text{ Kn} \quad \left(\frac{Pl}{2}\right)_2 = \frac{6.14 \times 3.05}{2} = 9.36 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{Pl}{2}\right)_3 = \frac{6.14 \times 3.88}{2} = 11.91 \text{ Kn} \quad \left(\frac{Pl}{2}\right)_4 = \frac{6.14 \times 4.25}{2} = 13.05 \text{ KN}$$

✓ ELU:

Travée	L (m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)
A-B	3.2	6.14	7.86	2.35	3.93	5.11	9.33	10.31
B-C	3.05	6.14	7.14	3.93	4.62	3.72	9.14	9.59
C-D	3.88	6.14	11.55	4.62	5.54	7.05	11.67	9.29
D-E	4.25	6.14	13.86	5.54	5.54	9.01	13.05	13.05
E-F	3.88	6.14	11.55	5.54	4.62	7.05	9.29	11.67
F-G	3.05	6.14	7.14	4.62	3.93	3.72	9.59	9.14
G-H	3.2	6.14	7.86	3.93	2.35	5.11	10.31	9.33

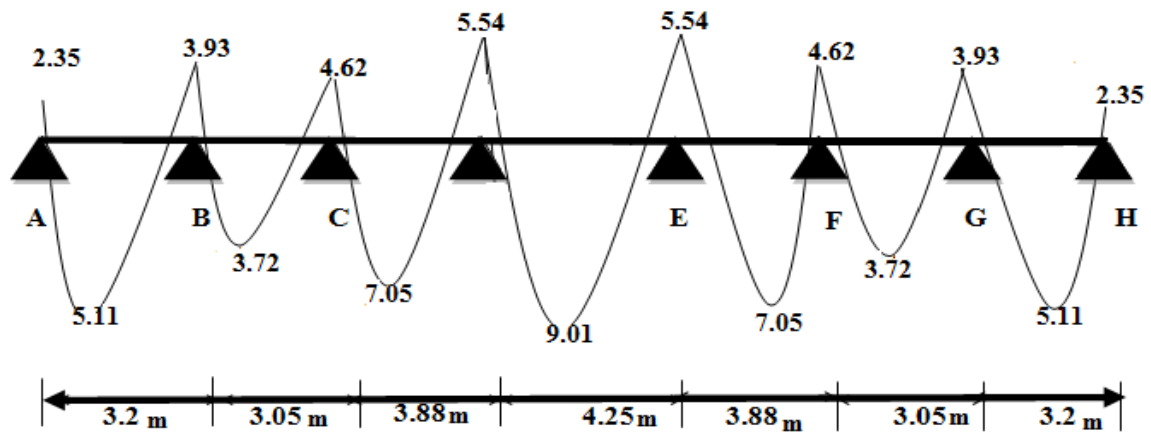


Fig.III. 9. diagramme des Moments

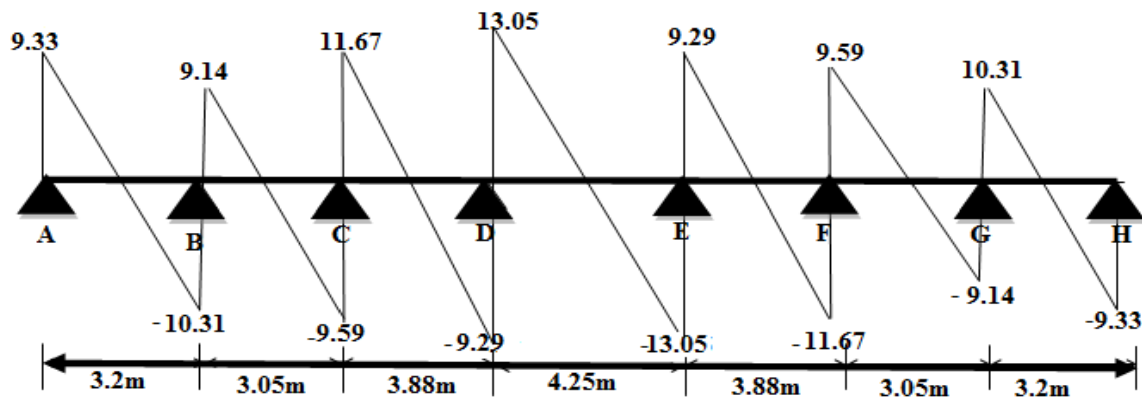


Fig.10.diagramme des efforts tranchants

✓ ELS:

Travée	L (m)	P_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN.m)	T_d (KN.m)
A-B	3.2	4.47	5.72	1.71	2.86	3.72	6	8.3
B-C	3.05	4.47	5.19	2.86	3.36	2.70	6.64	6.97
C-D	3.88	4.47	8.41	3.36	4.03	5.14	8.5	8.93
D-E	4.25	4.47	10.09	4.03	4.03	6.56	9.49	9.49
E-F	3.88	4.47	8.41	4.03	3.36	5.14	8.93	8.5
F-G	3.05	4.47	5.19	3.36	2.86	2.70	6.97	6.64
G-H	3.2	4.47	5.72	2.86	1.71	3.72	8.3	6

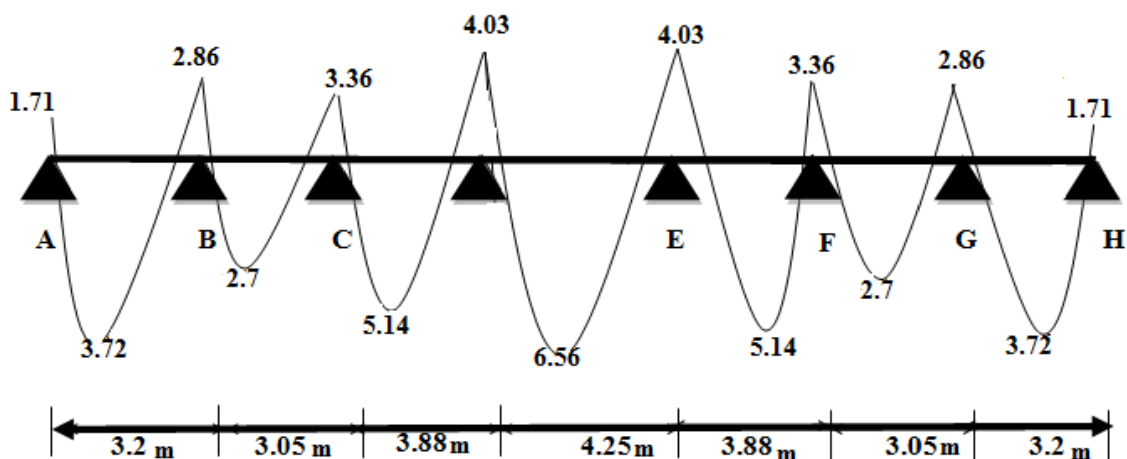


Fig. 11. diagramme des Moments

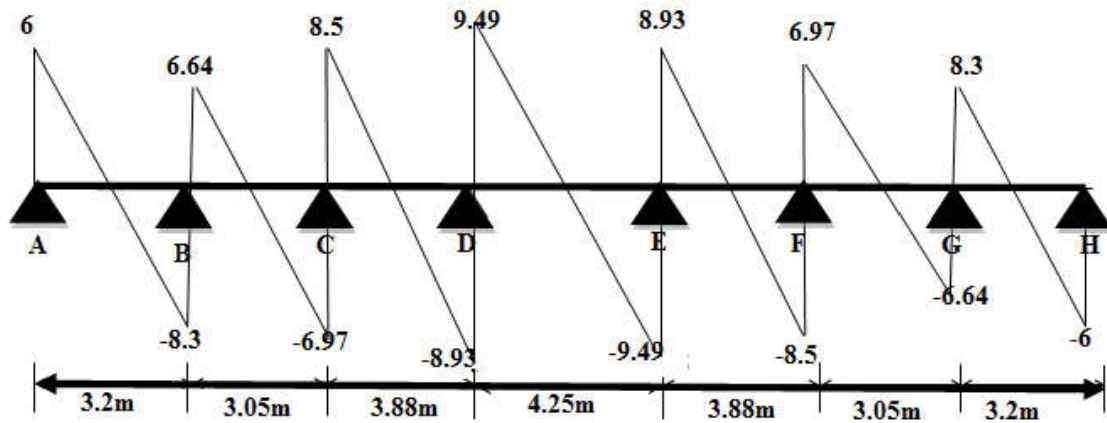
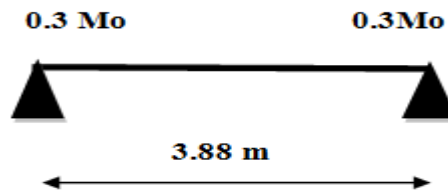


Fig. 12. diagramme des efforts tranchants

TYPE 2 :



$$M_{0CD} = \frac{6.14 \times 3.88^2}{8} = 11.55 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

$$M_c = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.55 = 3.46 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.55 = 3.46 \text{ KN.m}$$

Le moment sur travée :

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.05 \times 11.55) - \left(\frac{3.46 + 3.46}{2} \right)$$

$$M_T \geq 8.66 \text{ KN.m}$$

$$b. M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 0.63 M_{0AB} = 7.18 \text{ KN m}$$

$$\Rightarrow M_T = 8.66 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

Travée CD :

$$V_X = \frac{P \times L}{2} = \frac{6.14 \times 3.88}{2} = 11.91 \text{ KN m}$$

$$V_c = 11.91 \text{ KN m}$$

Vd=-11.91 KN m

✓ ELU:

Travée	L	P _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
C-D	3.88	6.14	11.55	3.46	3.46	8.66	11.91	11.91

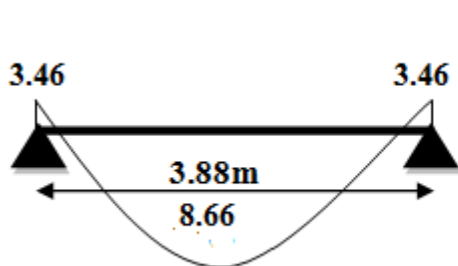


Fig.III. 13. diagramme des Moments

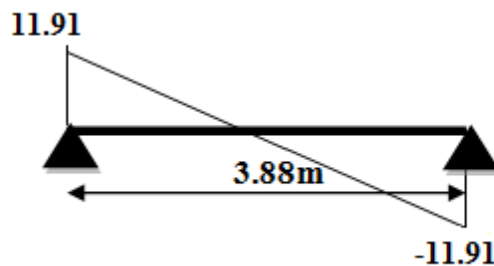


Fig.III.14.diagramme des efforts tranchants

✓ ELS:

Travée	L	P _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
C-D	3.88	4.47	8.41	2.52	2.52	6.31	8.67	8.67

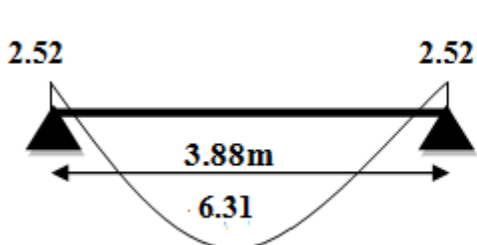


Fig.III. 15. diagramme des Moments

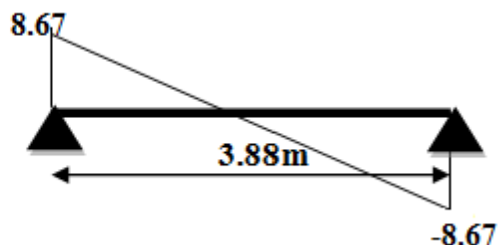


Fig.III. 16.diagramme des efforts tranchants

Résultats final :

			M_a max (KN.m)	M_t max (KN.m)	T max (KN)
terrasse	ELU	Type 1	5.54	9.01	13.05
		Type 2	3.46	8.66	11.91
	ELS	Type 1	4.03	6.56	9.49
		Type 2	2.52	6.31	8.67
étage courant	ELU	Type 1	5.46	9.09	12.85
		Type 2	3.41	8.72	10.43
	ELS	Type 1	3.94	6.57	9.28
		Type 2	2.46	6.30	8.47

Tab. Résultats final de sollicitations.

III.2.4.calcul du ferrillage:

On va calculer le ferrillage du nervure la plus solliciter et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

4.1. Les armatures longitudinales

a - Plancher Étage Courant :

- b = 60 cm ; b₀ = 10 cm
- h = 20 cm ; h₀ = 4 cm
- d = 18 cm ; c = 2 cm

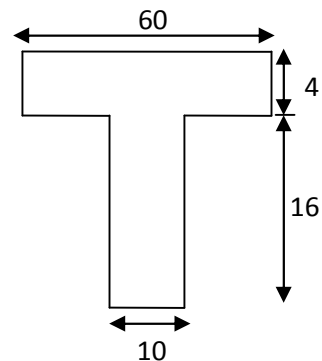


Fig.III.17. Section de ferrillage de poutrelle.

E. L. U

En Travée :

Le moment fléchissant M₀ équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 59072 N.m$$

$$M_t^{\max} 9099 N.m < M_0 = 59072 N.m$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b=65$ cm.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b d^2} = \frac{9099}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.0304 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0.0304 \Rightarrow \beta = 0.984 \Rightarrow \alpha = 0.0385$$

$$A_U = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9099}{348 \times 0.984 \times 18} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

M ^a (N.m)	μ	μ _l	α	β	A (cm ²)
5460	0.018	0,392	0.023	0.990	0.88

- E. L. S : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f _{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.028	9099	6570	1,38	25	0,440	cv
Sur Appui	0.016	5460	3940	1,38	25	0,440	cv

suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

- **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{t_{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée : $A_m' \geq 0.001 \times 60 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	$A_{calcu} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_m' (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	1.47	1.41	1.30	1.47	2T12 = 2,26
Appuis	0.88	0.22	0.20	0.88	1T12 = 1,13

Tab. Ferrailage terrasse.

b- Plancher Terrasse ::

- E. L. U

	$M_u (\text{N.m})$	μ	μl	α	β	$A_{calcu} (\text{cm}^2)$
Travée	9014	0.0301	0.392	0.0382	0.984	1.46
Appuis	5540	0.018	0.392	0.023	0.990	0.89

- E. L. S

	α	$M_u (\text{N.m})$	$M_{ser} (\text{N.m})$	γ	αl	Condition
Travée	0.027	9014	6560	1.37	0.435	CV
Appuis	0.017	5540	4030	1.37	0.435	CV

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	$A_{calcu} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_m' (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adopte} (\text{cm}^2)$
Travée	1.46	1,41	1,30	1.46	2T12 = 2.26
Appuis	0.89	0,22	0,20	0.89	1T12 = 1.13

Tab. Ferrailage étage courant.

4.2. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{13053}{100 \times 180} = 0.7251 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,7251 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

- Diamètres minimales Φ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5,71; 10; 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

- L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,9 A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = 108,29 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

On dispose les armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

4.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1.31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$\text{l'on a : } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Au maximum } a = 0,9x_d = 16,20 \text{ cm.}$$

$$V_u = 13053 \text{ N}$$

$$0,267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0,267 \times 16,20 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N}$$

$$V_u = 13053 \text{ N} < 108135 \text{ N} \Rightarrow \text{cv}$$

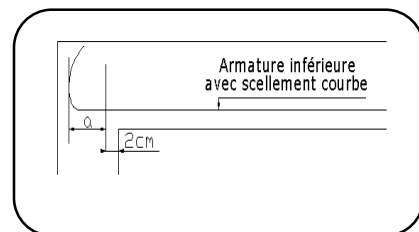


Fig.III.18. Armature inférieure.

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit

être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{13053}{400} = 37.52 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 37.52 \text{ mm}^2$$

4.4. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte : } 3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisi un treilli soudé TS Ø5 (20×30) cm².

IV.2. 5. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{425} = 0.0470 > 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{425} \geq \frac{12220}{15 \times 17450} = 0.0470 > 0.0449 \dots \dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

Remarque : Le même ferrailage de deux planchers :

Schéma de ferrailage :

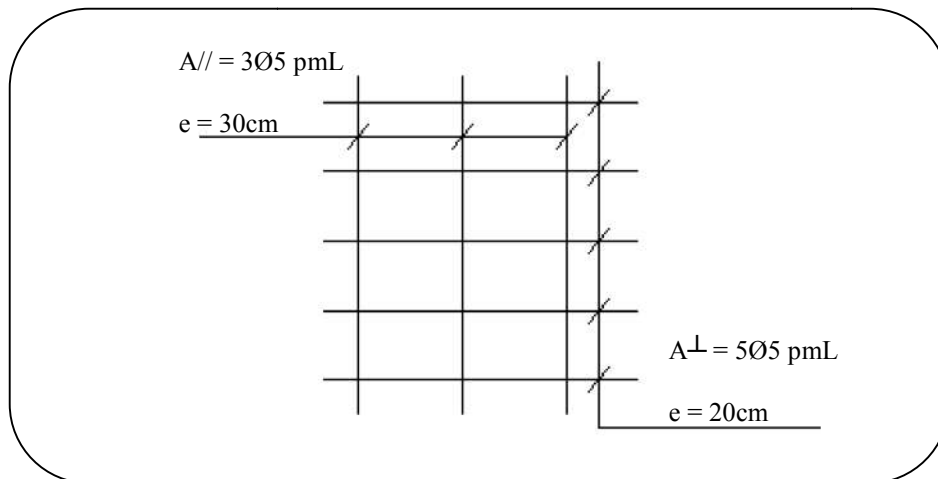


Fig.III. 19. Ferrailage de la dalle de compression.

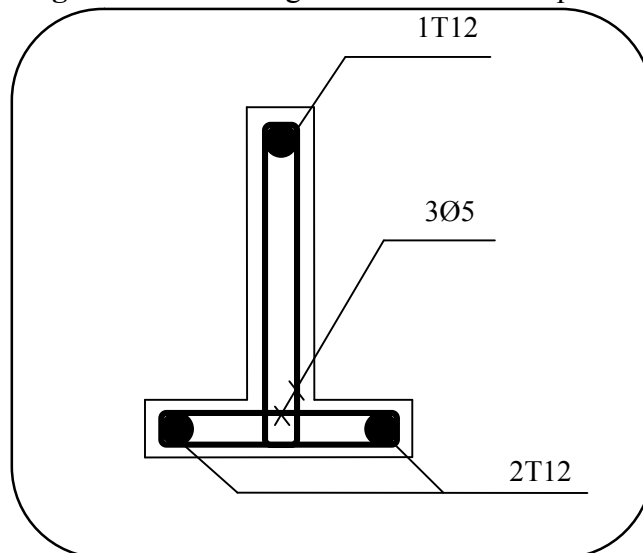


Fig.III. 20. Ferrailage de la Poutrelle.

III.3.Les Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres.

- **Schéma statique de calcul**

qu : charge et surcharge pondérées de la dalle.

Q1 : surcharge exercée sur le garde-corps.

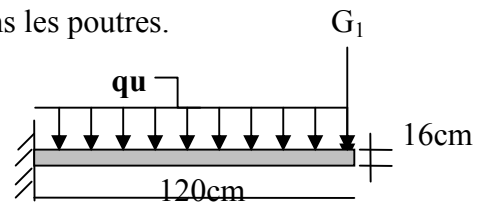
G1 : poids du garde-corps.

$$G = 5.69 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q1 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$G1 = 1,66 \times 1,2 = 2 \text{ KN/ml}$$



III.3.1.Combinaison des charges

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de un mètre de largeur.

A l'ELU :

La dalle : $qu = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 5,69 + 1,5 \times 3,5)1\text{ml} = 12.93 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $qu1 = (1,35 \times G1)1\text{ml} = (1,35 \times 2) = 2.7 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :

La dalle : $qs = (G + Q) \times 1\text{ml} = (5,69 + 3,5)1\text{ml} = 9.19 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $qs1 = (G1)1\text{ml} = (2) = 2 \text{ KN/ml}$

III.3.2.Ferrailage

Calcul des moments d'encastremets

- ELU

Dalle pleine : $qu = 12,93 \text{ KN/ml}$

$Mqu = qu \times L^2 / 2 = 9.3 \text{ KN.m}$

Garde corps : $qu1 = 2.7 \text{ KN/ml}$

$Mqu1 = qu1 \times L = 3.24 \text{ KN.m}$

- Le moment total est

$Mu = Mqu + Mqu1 = 12.54 \text{ KN.m}$

- ELS

Dalle pleine : $qs = 9.19 \text{ KN/ml}$

$Mqs = qs \times L^2 / 2 = 6.61 \text{ KN.m}$

Garde corps : $qs1 = 2 \text{ KN/ml}$

$Mqs1 = qs1 \times L = 2.4 \text{ KN.m}$

- Le moment total est :

$$M_s = M_{qs} + M_{qs1} = 9.01 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures à l'ELU**

Section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1,00\text{m} ; h = 0,16\text{m} ; d = 0,135 \text{ m} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,17\text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

• **Moments ultime réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.54 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 10^3 \times 14.17} = 0.048$$

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_1(1 - 0.40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.668$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.048}) \rightarrow \alpha_u = 0.064 < 0.259$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.064) = 0.131\text{m}$$

donc pivot A

$$A_u = \frac{M_u \cdot 10^4}{Z_u \sigma_{st}} = \frac{12.54 \cdot 10^4}{0.131 \times 348 \times 10^3} = 2.75\text{cm}^2$$

Selon l'article (B.6.4) de BAEL 91.

$$A_u \times 20\% + A_u = 0.59 + 2.99 = 3.58\text{cm}^2$$

$$A_u = 3.58 \text{ cm}^2$$

$$e < \min(2h, 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \quad (\text{a7.2.4.2 CBA93})$$

On adopte : 4HA12 ($A_s=4.52\text{cm}^2$). Avec un espacement de 25 cm.

• **Les armatures de répartition (A.8.2.41 BAEL99)**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 > 1\text{cm}^2 \dots cv$$

$$e < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad (\text{a7.2.4.2 CBA93})$$

On adopte : 4HA8 ($A_s=2.01 \text{ cm}^2$). Avec un espacement de 25 cm.

Selon l'article (B.6.4) de BAEL 91.

$$A_r \times 20\% + A_r = 0.226 + 1.13 = 1.356 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1.356 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1 BAEL91)**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable

$$x = 1.2 ; V_u = Q_u \times x + P_u \Rightarrow V_u = 21.58 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{21.58 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.15 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots (\text{A. 5. 1, 211 BAEL91}) \end{array} \right.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{lim}$$

Les efforts tranchants sont inférieurs aux efforts admissibles donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

• **Vérification à L'ELS**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 14.17 \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = \frac{N_{ser}}{A_{st}} = \frac{10.21 \times 10^3}{4.71 \times 10^2} = 25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

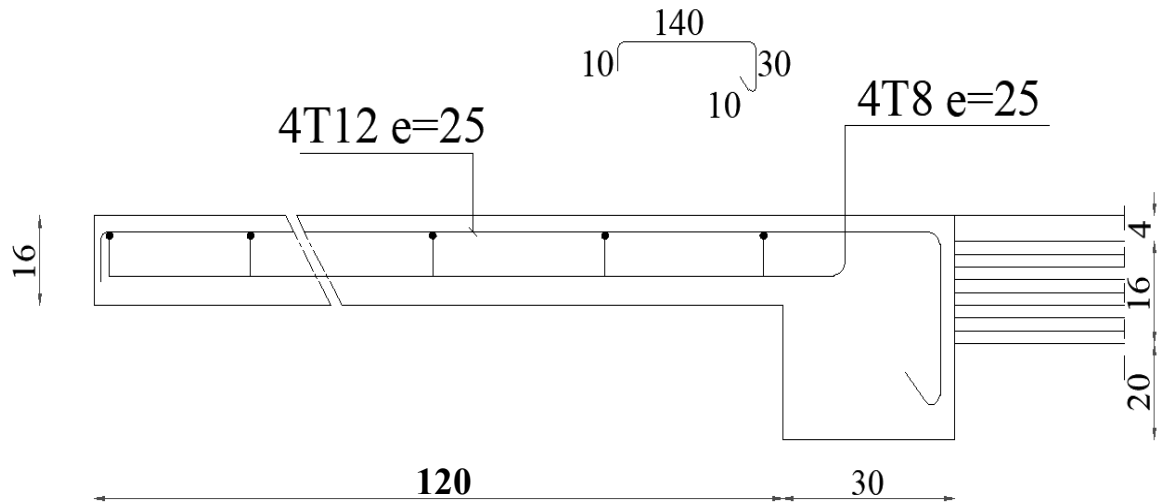
$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; (110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201.633 \text{ MPa} \cong 202 \text{ MPa} \dots \dots \text{cv} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

• **État Limite De Déformation (B.6.5.1 BAEL91)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{1): } \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \Rightarrow Mt = 11.61 \Rightarrow \\ \frac{0.16}{1.2} = 0.1 \geq \frac{11.61}{136.7} = 0.085 \quad (C.V) \\ \text{2): } \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.00348 \leq 0.0105 \quad (C.V) \\ \text{3): } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.16}{1.2} = 0.13 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

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



FERRAILLAGE DALLE PLEINE /ep=16cm
Ech:1/20

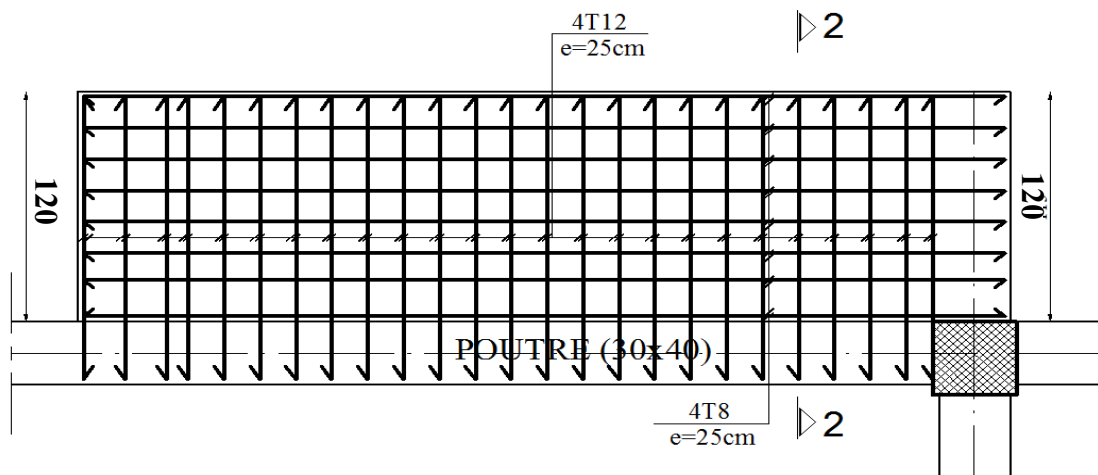


Figure.III.21.Ferrailage des balcon

III.4. Les Escaliers :

III.4.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.4.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 14cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.
- **Escalier :**

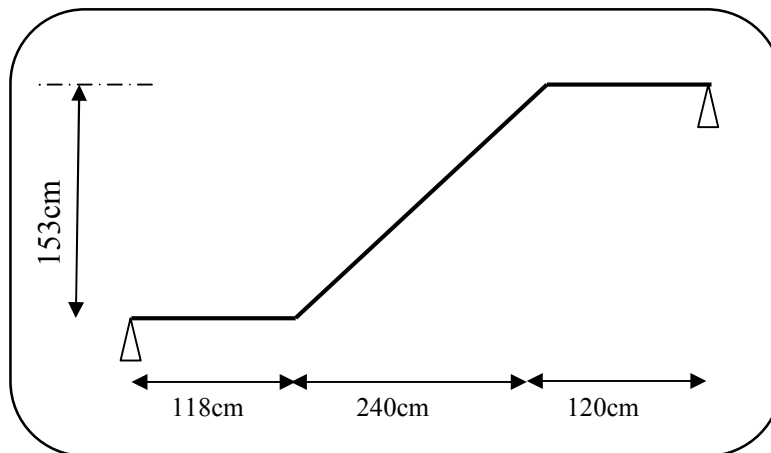


Fig.III.22. Schéma de volée de l'escalier.

III.4.5.Evaluation des charges (escalier Etage courant) :

• Charges et surcharges:

A. Palier:

	$\gamma(\text{Kg/m}^3)$	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,14	350
Enduit ciment	1800	0,02	36

G =	530	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

B. Paillasse:

	$\gamma(\text{Kg/m}^3)$	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	0,12/ cos α	356
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	667	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

• **Combinaisons d'action :**

- E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- ELS : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/m ^l)	Paillasse (N/m ^l)
ELU	10905	12754,5
ELS	7800	9170

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

à l'ELU :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L = L_1 + L_2 + L_3}$$

$$q_{eq} = \mathbf{11.83 \text{ kN/ml}}$$

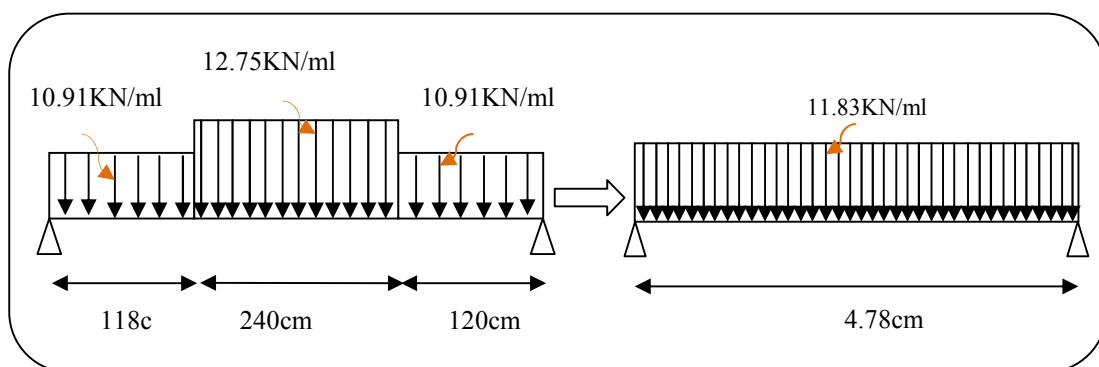


Fig.III.23.schéma statique de volée (escalier étage courant) a ELU

Moments et Effort Tranchants :

$$q_{eq} = 11.83 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$M_0 = 33.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0 = 10.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 28.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{11.83 \times 4.78}{2} = 28.27 \text{ KN}$$

à l'ELS :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L = L_1 + L_2 + L_3}$$

$q_{eq} = 8.48 \text{ kN/ml}$

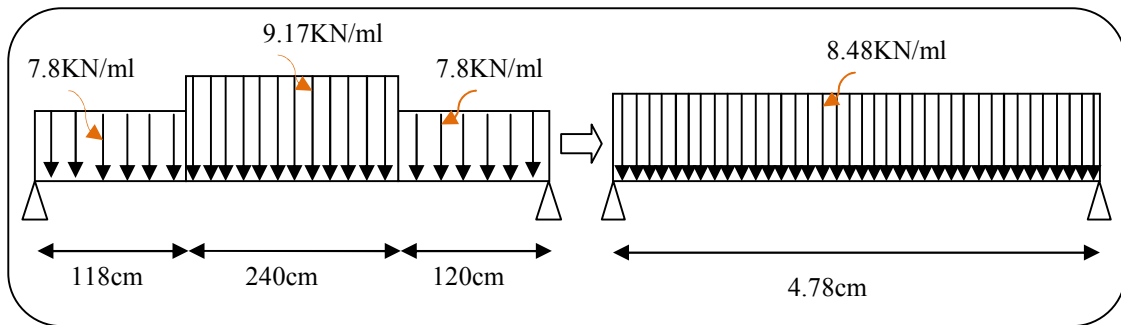


Fig.III.24.schéma statique de volée à ELS

Moments et Effort Tranchants :

$q_{eq} = 8.48 \text{ kN/ml}$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$

$M_0 = 24.21 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0 = 7.26 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 20.57 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = 20.26 \text{ KN}$

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	11.83	33.78	10.13	28.71	28.27
ELS	8.48	24.21	7.26	20.57	20.26

III.4.6. Calcul de ferrailage:

4.6.1. Armatures longitudinales:

- E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_t = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\Lambda} = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{L'enrobage : } c = 2 \quad \rightarrow \quad \emptyset \leq \frac{h}{10} = 14 \text{ mm} \quad e = 14 \text{ cm} \quad d = 11.3 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm²)
Travée	28710	0,1583	0.2166	0,913	7.99
Appuis	10130	0,0559	0,0719	0,971	2.65

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	ᾱ	Conditio n
En travée	0.2166	28710	20570	1.39	25	0,445	Vérifier
Sur appuis	0.0719	10130	7260	1.39	25	0,445	Vérifier

• **condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)**

➤ Section minimale d'armatures :

$$- A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$- A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 11.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.100.14 = 1.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	2.65	1.36	1.4	2.65	3.14=4T10
Travée	7.99	1.36	1.4	7.99	8.04 =4T16

4.6.2. les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	3.14	0.78	4T8 = 2.01 cm ²
Travée	8.04	2.01	4T8 = 2.01cm ²

4.6.3. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (42 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$- \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$- \text{Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 14; 45 \text{ cm}) = \min(56; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1, 1)

$$T_u = 28.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28.27 \times 10^3}{1000 \times 113} = 0.250 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28/\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.250 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition .Vérifiée)}$$

4.6.4.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{14}{360} = 0.039 < \frac{28710}{10 \times 33780} = 0.084 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifiée).}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{8.04}{100 \times 11.3} = 0.0071 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{478} = 0.029 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifiée)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

- Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.3) (p : 107).

Position de centre de gravité de la section homogène :

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

Avec : η : coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 8.04 \times 11.3}{100 \times 14 + 15 \times 8.04} = 7.33 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 14 - 7.33 = 6.67 \text{ cm}$

$$\delta = d - Y_G = 11.3 - 7.33 = 3.97 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 14^3}{12} + 100 \times 14 \times \left[\left(\frac{14}{2} \right) - 7.33 \right]^2 + 15 \times 8.04 \times (11.3 - 7.33)^2$$

$$I_0 = 24919.89 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{8.04}{11.3 \times 100} = 0.0071$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0071} = 2.95 \longrightarrow \lambda_i = 2.95$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0071} = 1.18 \longrightarrow \lambda_v = 1.18$$

Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

- g : c'est l'ensemble de la charge permanente.
- J : charge permanente sans revêtement.
- ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(5300 \times 1.18) + (6670 \times 2.4) + (5300 \times 1.2)}{(1.18 + 2.4 + 1.2)} = 5987.86 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(3500 \times 1.18) + (5370 \times 2.4) + (3500 \times 1.2)}{(1.18 + 2.4 + 1.2)} = 4438.91 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 5987.86 + 2500 = 8487.86 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5987.86 \times 4.78^2}{8} = 14536.38 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4438.91 \times 4.78^2}{8} = 10776.08 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8487.86 \times 4.78^2}{8} = 20605.48 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.71$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.71 \Rightarrow \beta_1 = 0.879$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{14536.38 \times 10^3}{0.879 \times 804 \times 113} = 182.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{10776.08 \times 10^3}{0.879 \times 804 \times 113} = 134.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{20605.48 \times 10^3}{0.879 \times 804 \times 113} = 258.02 \text{ MPa}$$

Calcul de coefficient (μ):

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 182.02 + 2.1} = 0.50$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 134.39 + 2.1} = 0.61$$

$$\mu_\rho = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_\rho^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 258.02 + 2.1} = 0.38$$

Calcul des inerties :

$$I_{F_v^g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 24919.89}{1 + 1.18 \times 0.50} = 17240.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i^g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 24919.89}{1 + 2.95 \times 0.50} = 11075.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v^j} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 24919.89}{1 + 1.18 \times 0.61} = 15938.99 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v^\rho} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_\rho} = \frac{1.1 \times 24919.89}{1 + 2.95 \times 0.38} = 12924.03 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{28c}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{BAEL91 (Art : A.2.1.2.1)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.7 \text{ MPa}$$

$$F_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v^g}} = \frac{14536.38 \times 4.78^2 \times 10^4}{10 \times 10818.7 \times 17240.17} = 1.78 \text{ cm}$$

$$F_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{F_i^g}} = \frac{14536.38 \times 4.78^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 11075.50} = 1.02 \text{ cm}$$

$$F_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v^j}} = \frac{10776.08 \times 4.78^2 \times 10^4}{10 \times 10818.7 \times 15938.99} = 1.42 \text{ cm}$$

$$F_i^\rho = \frac{M_\rho \times l^2}{10 \times E_i \times I_{F_i^\rho}} = \frac{20605.48 \times 4.78^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 12924.03} = 1.13 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche Totale:

$$\Delta f_t = F_v^g - F_v^j + F_i^\rho - F_i^g < f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{478}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 1.78 - 1.42 + 1.13 - 1.02 = 0.47 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.47 \text{ cm} < f_{adm} = 0.95 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée.

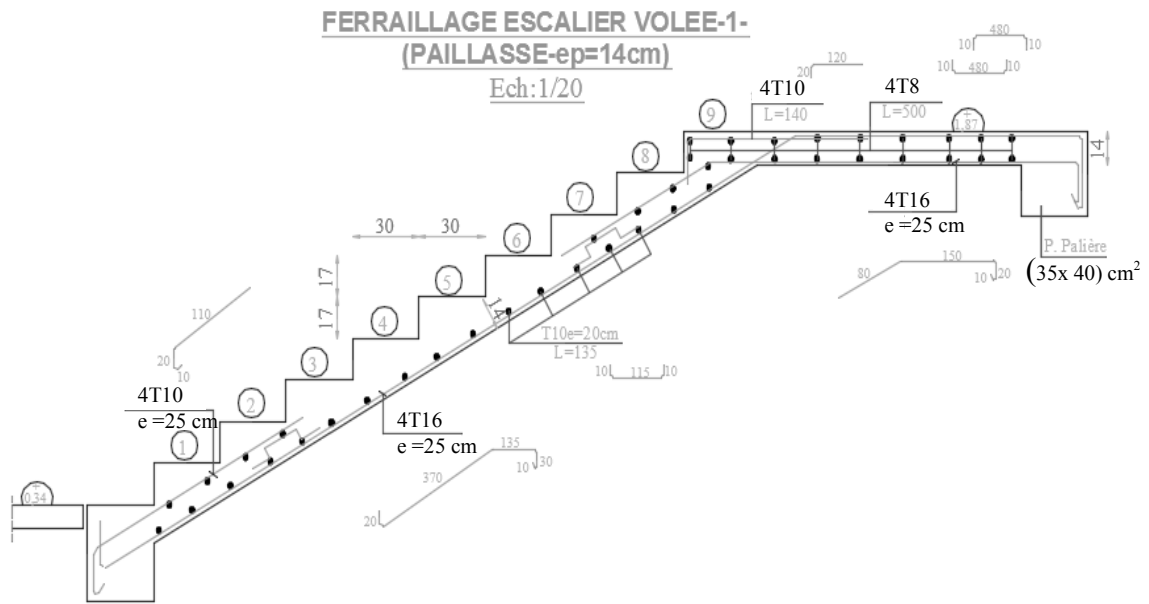


Fig.III.25.ferrailage de l'escalier

III.4.7.Calcul de la poutre palière :

III.4.7.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre simplement appuyée, elle est calculée comme une Section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "p_p".
- poids du mur extérieur p_m.
- La réaction de la volée.

III.4.8.2.Pré dimensionnement :

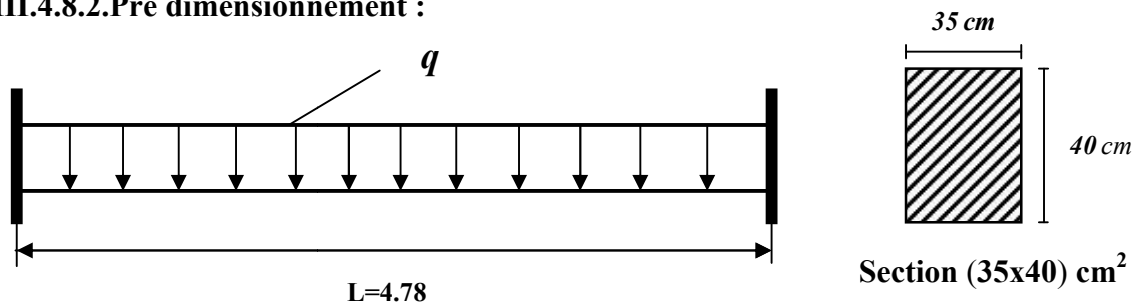


Fig. III.26.Schéma de poutre de palier.

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L \text{ cm}$$

$$h \geq (31.78 \div 47.8)$$

Alors on prend : h=40 cm ; b = 35 cm

- Selon RPA 99 :

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow (c.v).$$

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow (c.v).$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 = 1.14 < 4 \rightarrow (c.v).$$

III.4.7.3. Evaluation des charges :

- poids propre: $g = (0.40 \times 0.35) \times 25000 = 3500 \text{ N / ml}$

- poids du palier : $= 5300 \text{ N / ml}$

- Poids de la paillasse : $= 6670 \text{ N / ml}$

- Réaction d'escalier ou niveau du palier :

$$p = \frac{p_{eq} \times l}{2} = 14310.98 \text{ N/ml}$$

- la surcharge :

$$q = \frac{q \times l}{2} = \frac{250 \times 4.78}{2} = 5975 \text{ N/ml}$$

-Poids du mur :

$$g_m = 1.13 \times 1700 = 1921 \text{ N/ml}$$

III.4.7.4. Calcul de la poutre en flexion :

4-1- Combinaisons d'actions :

E.L.U $\rightarrow P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 35600.67 \text{ N/ml}$

E.L.S $\rightarrow P_{ser} = g + P + g_m + q = 25706.98 \text{ N/ml}$

4-2- Les sollicitations :

- En appui

$$\text{E.L.U : } M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 35600.67 \times \frac{(4.78)^2}{12} = 67784.86 \text{ N.m}$$

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24} = 35600.67 \times \frac{(4.78)^2}{24} = 33892.43 \text{ N.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 35600.67 \times \frac{4.78}{2} = 85085.60 \text{ N.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 25706.98 \times \frac{(4.78)^2}{12} = 48946.94 \text{ N.m}$$

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24} = 25706.98 \times \frac{(4.78)^2}{24} = 24473.47 \text{ N.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 25706.98 \times \frac{4.78}{2} = 61439.68 \text{ N.m}$$

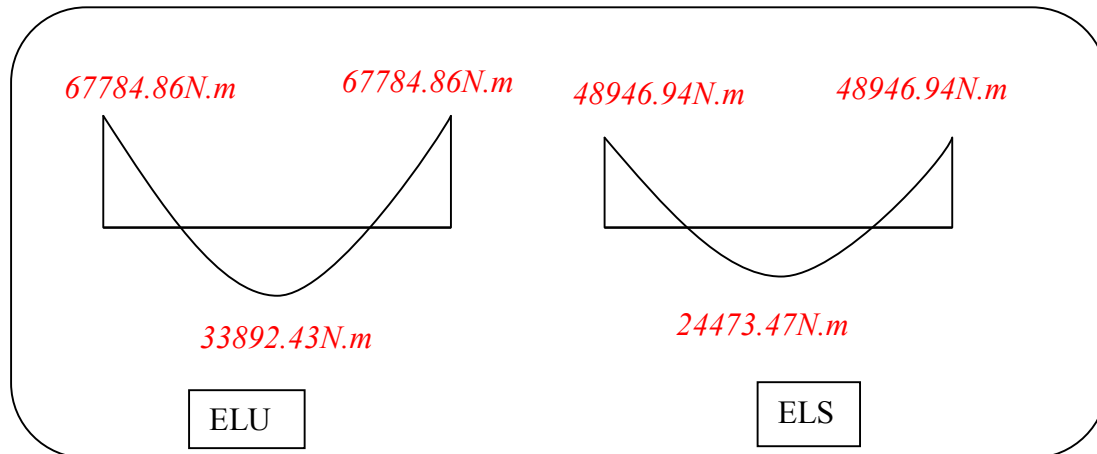


Fig. III.27. Schéma de moment de poutre palier.

III.4.7.5. Calcul de ferrailage :

- ELU :

L'enrobage : $c \geq e + \frac{\phi}{2}$, $\phi \leq \frac{h}{10}$.

$e = 1 \text{ cm} \Rightarrow c = 4 \text{ cm} \rightarrow d = h - c \Rightarrow 40 - 4 = 36 \text{ cm}$

$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$; $A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$; $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$; $\beta = 1 - 0.4\alpha$

Elément	M_u	μ	μ_l	α	β	A_{cal}
Appui	67784.86	0.105	0.392	0.139	0.944	5.73
Travée	33892.43	0.053	0.392	0.068	0.973	2.78

- E.L.S :

La fissuration est peu nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

Section rectangulaire, flexion simple, Les aciers de type FeE 400 : Donc la

vérification de σ_b est inutile si la condition suivant est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	67784.86	48946.94	1.38	0.139	0.445	Cv
Travée	33892.43	24473.47	1.38	0.068	0.445	Cv

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d \frac{F_{t28}}{F_c} \quad . \quad A_{\min} \geq 0.23 \times 35 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{cm}^2 .$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (Art .B.6.4)

$$A_{\min}^1 \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^1 \geq 0.001 \times 35 \times 40 = 1.40 \text{cm}^2$$

-Pourcentage minimal : RPA 99 (Art .7.5.2.1)

$$A_{\min}^{RBA} = 0.5\% b \times h = \frac{0.5}{100} \times 35 \times 40 = 7 \text{cm}^2$$

Elément	A_{cal}	$A_{\min} \text{cm}^2$	A'_{\min}	A_{\min}^{RBA}	A_{\max}
Appui	5.73	1.69	1.4	7	7
Travée	2.78	1.69	1.4	7	7

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{85085.60}{350 \times 360} = 0.67 \text{MPa} .$$

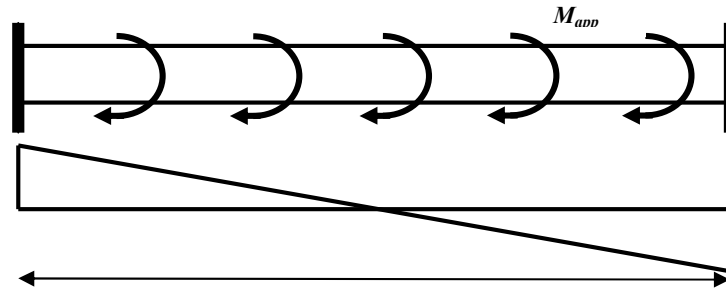
$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} .$$

$$\tau_u = 0.67 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} .$$

III.4.7.6. Calcul de la poutre à la torsion :

Torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_t = M_a (\text{Escalier}) = 10130 \text{ N.m}$$



4.55

Fig.III.28. schéma de poutre à la torsion.

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

- **Contrainte tangente due à l'effort tranchant :**

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \Rightarrow \text{formule de "RAUSCH"}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.8 \text{ cm}$$

Ω : Aire de contour à nu épaisseur

$$\Omega : (h - b_t) (b - b_t) = 34.2 \times 29.2 = 998.64 \text{ cm}^2$$

moment de torsion (T_u) $T_u = 10130 \text{ n.m}$

$$\Rightarrow \tau_{uv} = \frac{10130}{2 \times 998.64 \times 5.8} = 0.87 \text{ MPa}$$

- **Résistance en torsion et flexion**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (0.87)^2 + (0.67)^2 = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 10.56 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

- **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad , \mu : \text{paramètre de l'aire } \Omega \text{ de la section efficace}$$

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 126.8 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{126.8 \times 10130}{2 \times 998.64 \times \frac{400}{1.15}} = 1.84 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10130 \times 15}{2 \times 998.67 \times 348} = 0.218 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale des armatures : BAEL 91**

$$1) \frac{\sum A_l \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.84 \times 400}{5.8 \times 126.8} = 1.001 \text{ MPa} > 0.4 \rightarrow \text{c.v}$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.218 \times 400}{5.8 \times 15} = 1.002 \text{ MPa} > 0.4 \rightarrow \text{c.v}$$

- **Condition de la Flèche :** pour une poutre encastree dans ses extremités, la flèche est :

$$- f = \frac{p \cdot L^4}{384EI}$$

I = l'inertie de la poutre

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 40^3}{12} = 186666.66 \text{ cm}^4$$

E = module de YOUNG E = 3.2×10^5 daN/cm²

L : longueur de la poutre L = 4.78m

$$P = P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 35600.67 \text{ N/ml} = 3560.067$$

Donc :

$$f = \frac{3560.067 \times (4.72 \times 10^2)^4}{384 \times 3.2 \times 10^5 \times 186666.66} = 0.3918 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{1}{1000} + 0.5 \text{ cm} = 0.972 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv}$$

Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.40}{4.78} = 0.083 \geq 0.085 \rightarrow c.v$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{100 \times 36} = 0.00168 \leq 0.0105 \rightarrow c.v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.4}{4.78} = 0.083 \geq 0.0625 \rightarrow c.v$$

- **Les armatures totales :**

- **Armatures longitudinales :** $A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + A_{\ell}^{tor}$

En travée:

➤ **Nappe inférieure :** $A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + \frac{A_{\ell}^{tor}}{2} = 7 + (1.84/2) = 7.92 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{\ell}^{tot} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$

En appui :

➤ **Nappe supérieure :** $A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + \frac{A_{\ell}^{tor}}{2} = 7 + (1.84/2) = 7.92 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{\ell}^{tot} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$

❖ Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{35}{10} \right) = 1.14 \text{ cm soit : } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ **Espacement des armatures transversales RBA99(art 7.5.2.2) Pag 53**

Dans la Zone nodal $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right\}$

$$S_t \leq \min (40/4; 14.4) = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

❖ Dans la zone courante:

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } s'_t = 15 \text{ cm}$$

❖ La longueur de la Zone nodale : $L' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

- **La quantité des armatures transversales BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15$$

- RPA 99 version 2003: (art 7.5.2.2) page 53

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_c}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.87 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A_t = A_t^{RPA} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 3.41 \text{ cm}^2$$

Donc soit : 5HA10 = 3.93 cm²

- **État limite de déformation :**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{472} = 0.084 > 0.0625 \text{ (C.V)}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.1 \geq 0.1 \text{ (C.V)}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{8.04}{35 \times 36} = 0.0063 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ (C.V)}$$

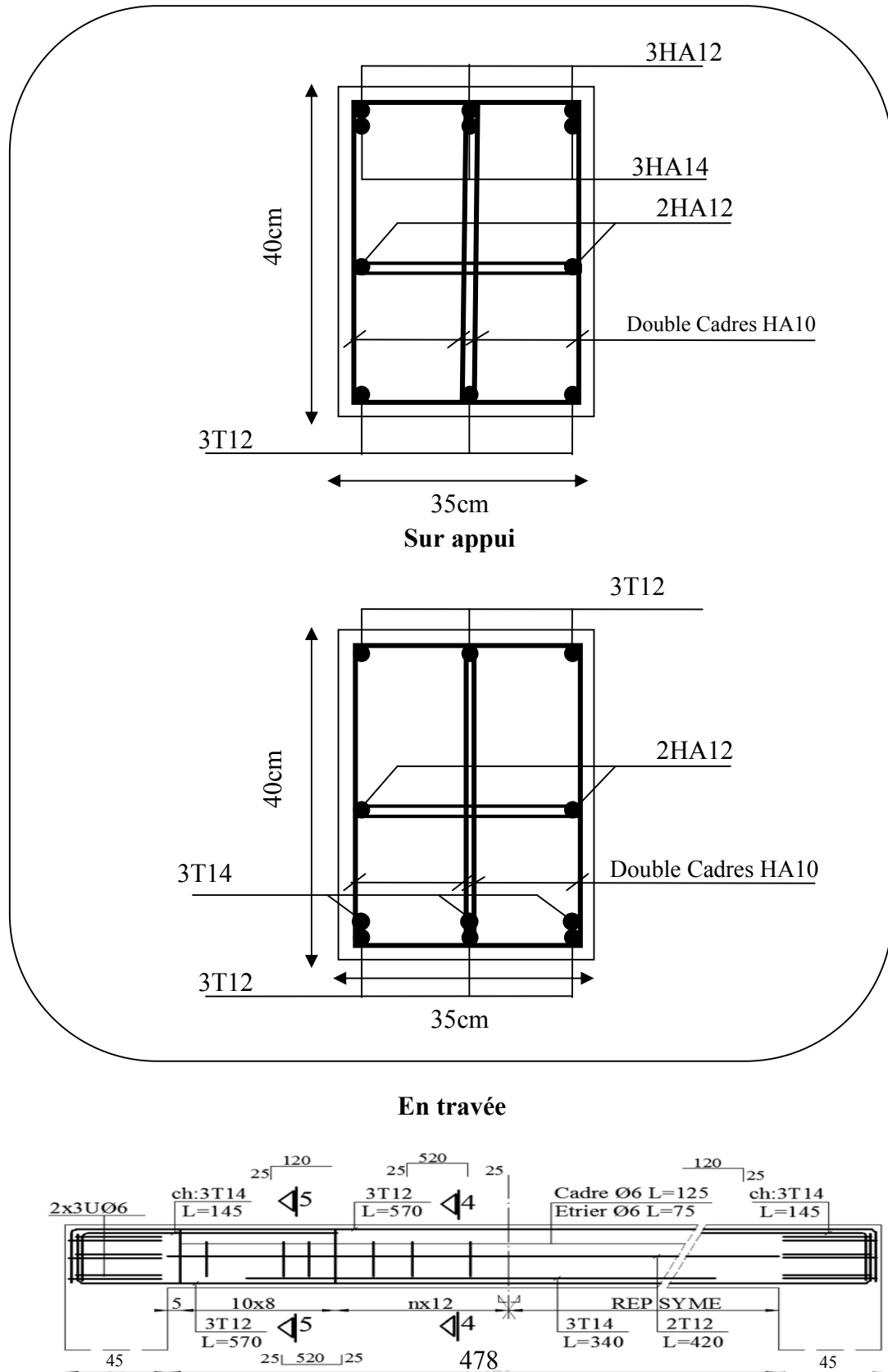


Fig.III.29.Ferrailage de poutre palière.

III.5.L'Acrotère

III.5.1.Introduction :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

III.5.2.Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse,

Elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.

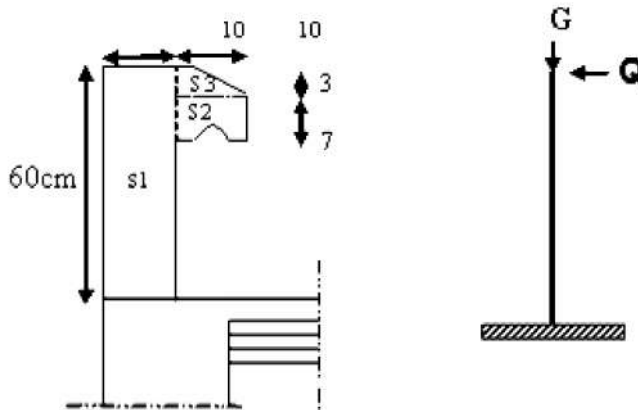


Fig.III.30.schéma isostatique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

III.5.3.Evaluation des charges:

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

C_p=0.80 élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$D' \text{ une force tranchante } T_\mu = Q = 1000 \text{ N}$$

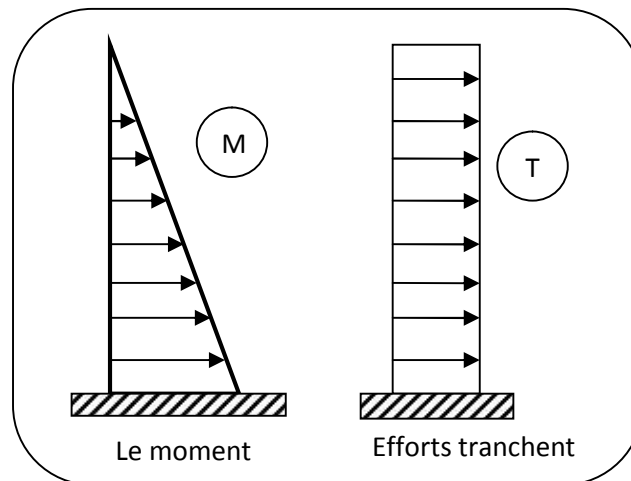


Fig.III.31.Schéma de sollicitations de l'acrotère

Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

Combinaison d'action :

E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

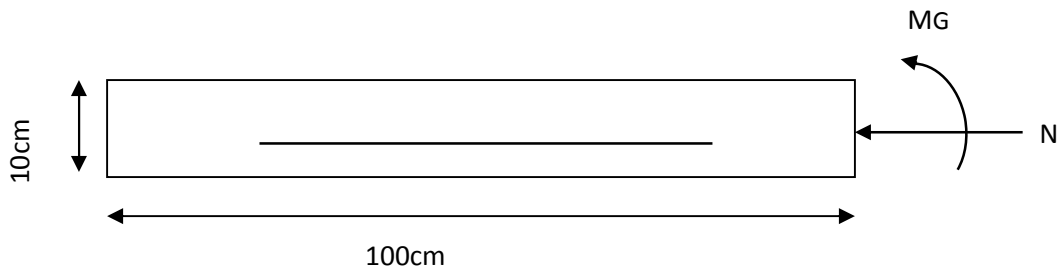
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

E.L.S:

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1712.5 \text{ N/m}\ell$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}\ell$$

III.5.4.Calcul de ferrailage :



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100\text{cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

Armatures longitudinales:

E.L.U :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.491 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.386	0.337

E.L.S :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m} \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^{\ell} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures De Répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^{\ell} = (0.35 \div 0.705).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Espacement Des Armatures :

$$A_t = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \phi 6 \rightarrow S_r = 25 \text{ cm}$$

Schéma du ferrailage :

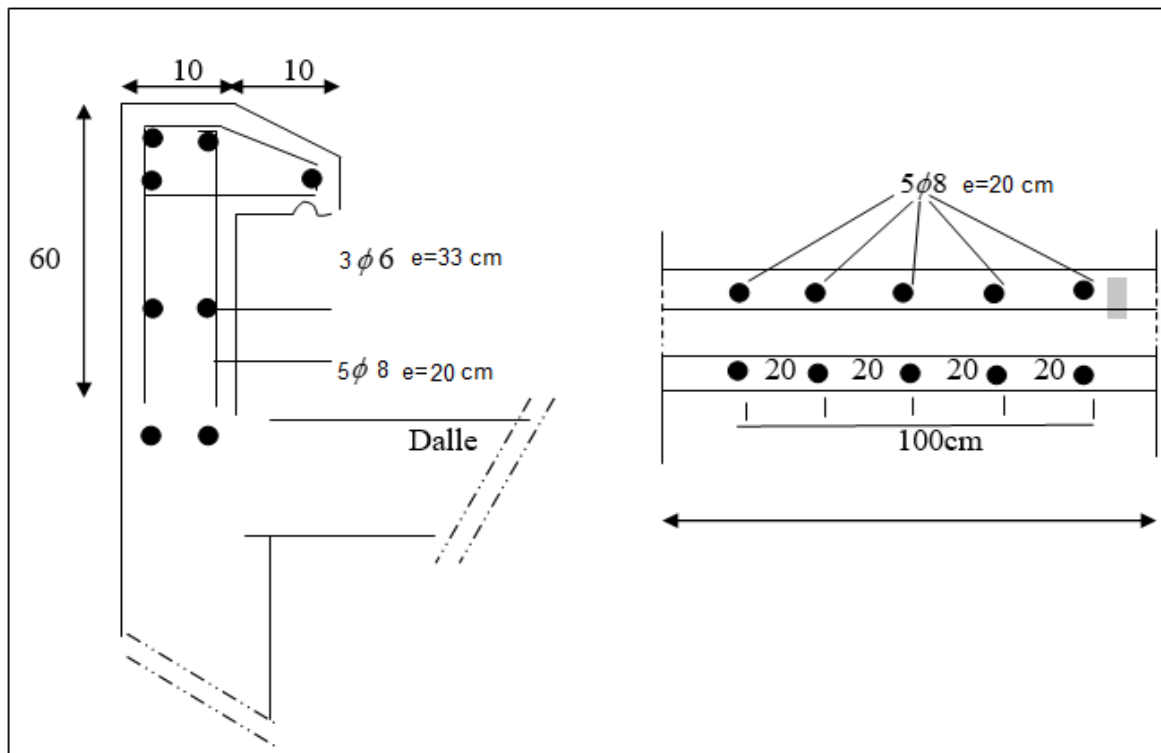


Fig.III.32.Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE

IV

IV. Etude sismique :**IV.1.Introduction:**

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

But de l'étude parasismique:

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à différent niveau de la structure.

IV.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- * par la méthode statique équivalente.
- * par la méthode d'analyse modale spectrale.
- * par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

IV.2.1.Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2)**a- Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b-Condition d'application de la méthode statique équivalent :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2.La méthode dynamique:

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

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

IV.3.1.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- ✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Sétif** donc en Zone **IIa**.
- ✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- ✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **meuble** catégorie **S3**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

✚ La hauteur du structure : $h = 24.48 > 23$ m (zone IIa)

IV.3.2.Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

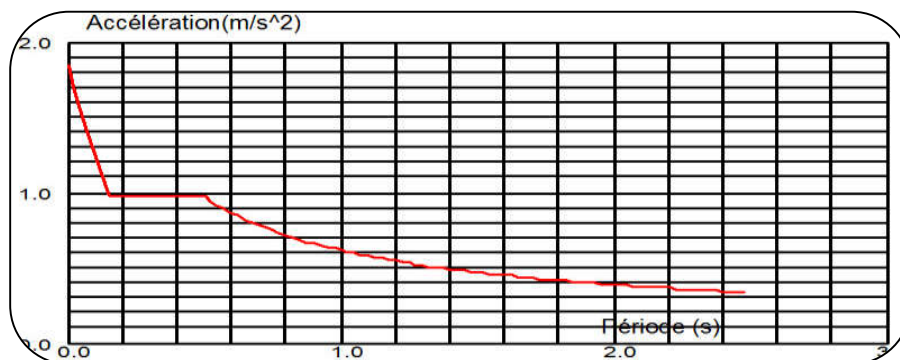


Fig .IV.1. Courbe de spectre de réponse.

Avec :

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

ξ(%): **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. *Tableau (4.2)RPA2003* .

On prend : ξ = 7

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le *Tableau (4.3)RPA2003*, en fonction de système de contreventement.

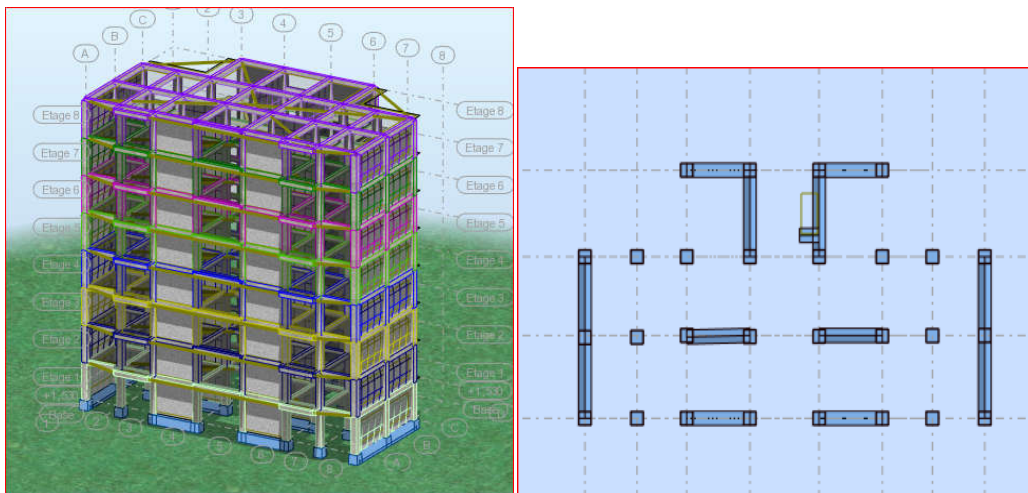
T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. Q : facteur de qualité.

IV.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires .

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

IV.4. 1 Variante initiale :

- La structure initiale est présentée dans la figure suivante:



- Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Mode	Fréquence [Hz]	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
			U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	
1	1,27	1,00	62,77	0,53	62,77	0,53	Trans.y
2	1,30	0,74	1,80	63,50	64,57	64,03	Trans.x
3	1,76	0,63	6,08	4,48	70,65	68,51	Torsion
4	4,63	0,29	11,74	0,15	82,39	68,66	/
5	5,38	0,19	0,99	14,95	83,38	83,61	/
6	6,72	0,17	2,41	1,99	85,79	85,60	/

7	8,76	0,14	4,37	0,07	90,16	85,66	/
8	10,99	0,09	0,07	3,00	90,23	88,66	/
9	11,81	0,09	2,46	1,26	92,69	89,92	/
10	12,60	0,08	0,80	1,30	93,49	91,22	/

Tableau. Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

Remarques:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0,74\text{s}$.
- ◆ La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 1\text{ s}$.

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (24,48^{\frac{3}{4}}) = 0,55\text{sec}$. estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{24,51}} = 0,45 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{13,71}} = 0,60 \text{ sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,55 = 0,72 < T_y(\text{dyn}) = 0,74$ (la condition non vérifiée).

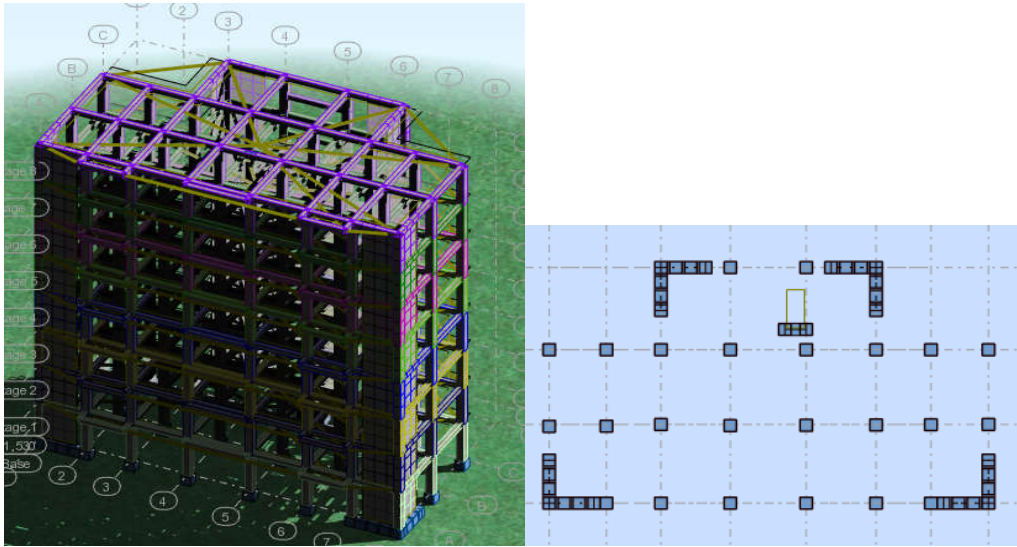
$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,45 = 0,58 < T_x(\text{dyn}) = 0,1$ (la condition enon vérifiée).

-La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode

- Le 1^{ème} mode de translation à X-X
- Le 2^{ème} mode de translation à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est mode torsion

3)-Masse modale dans le 3^{ème} mode est supérieur a 5% au sens X, donc il faut rajouter des voile. ($e=15\text{cm}$).

IV.4.2 Variante final :



Mode	Fréquence [Hz]	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
			U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	
1	1.66	0,60	0,00	72,81	0,00	72,81	Trans.y
2	1.77	0,57	72,44	0,00	72,44	72,81	Trans.x
3	2.32	0,43	0,07	0,00	72,51	72,81	Torsion
4	6.06	0,16	0,00	15,02	72,51	87,83	/
5	6.51	0,15	15,78	0,00	88,28	87,83	/
6	8.82	0,11	0,19	0,00	88,48	87,83	/
7	12.87	0,08	0,00	5,88	88,48	93,71	/
8	13.66	0,07	5,58	0,00	94,06	93,71	/
9	18.73	0,05	0,05	0,00	94,10	93,71	/
10	21.07	0,05	0,00	2,95	94,10	96,66	/

Tableau . Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

- ◆ La période fondamentale $T_y(\text{dyn})= 0,60\text{s}$.
- ◆ La période fondamentale $T_x(\text{dyn})= 0,57 \text{ s}$.

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,55 = 0,72 > T_y(\text{dyn}) = 0,60$ (la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,45 = 0,58 > T_x(\text{dyn}) = 0,57$ (la condition est vérifiée).

- ◆ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx')
- ◆ successivement.
- ◆ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ◆ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99version 2003).

- Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

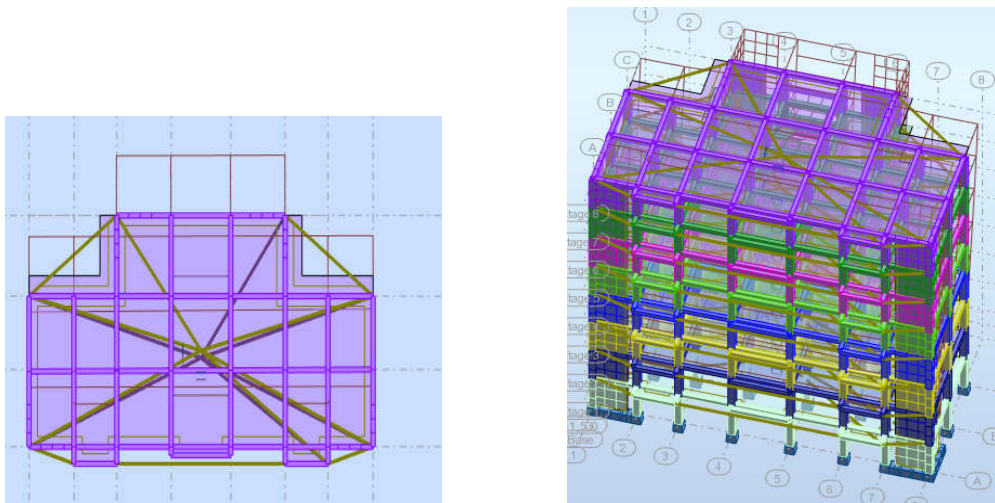


Fig.IV.2. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=60)

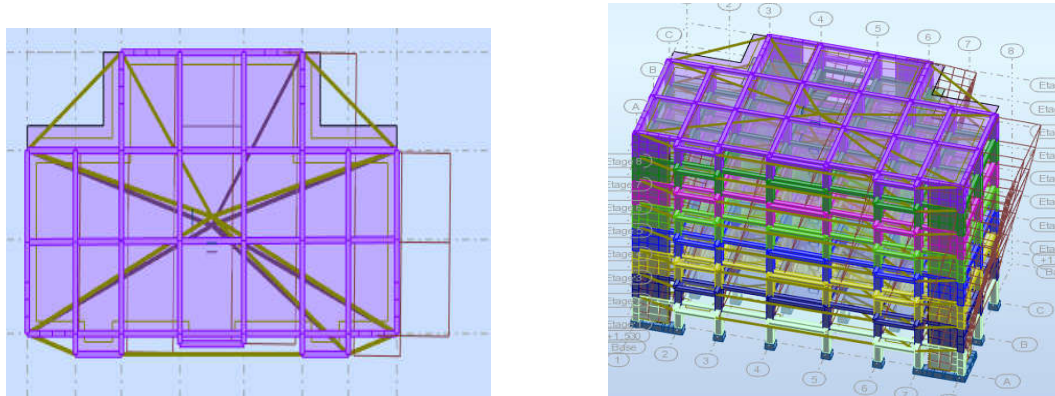


Fig.IV.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T2=0,57s)

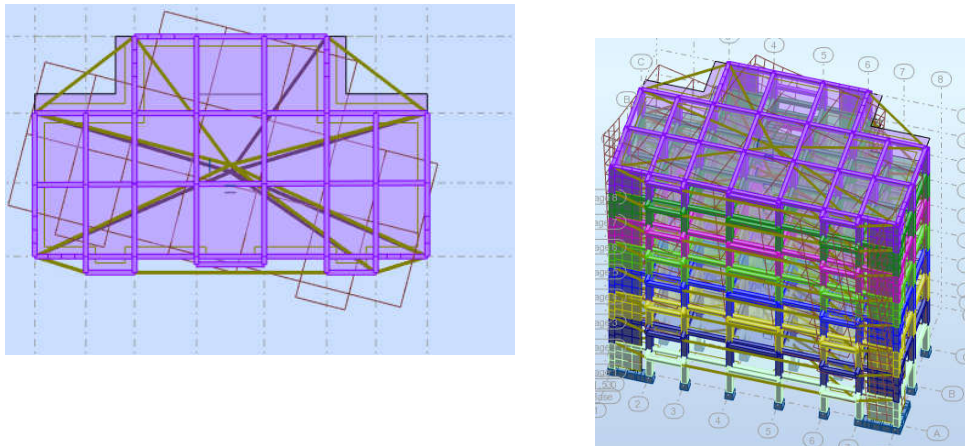


Fig.IV.4. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0,43s)

- distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

Tableau 3: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
157,232	50,371	152,133	49,268	-2318,509	-455,000

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{50,371}{157,232} = 32.03\% \geq 25\%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{49,268}{152,133} = 32.38\% \geq 25\%$$

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{-455,000}{-2318,509} = 19.62\% \leq 20\%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux .

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

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles) .

IV.5.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

- ◆ D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- ◆ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type **IIa** et un Groupe d'usage **2**.

Tableau . Coefficient d'accélération de zone A

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0,15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Nous trouverons : $A = 0.15$

- ◆ D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- ◆ Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S_3) : $T_2(S_3) = 0.5\text{sec}$

η : Facteur de correction d’amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

\square est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : $\square\square = 7 \%$

D’où $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques

ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Tableau. Valeur de $\square(\%)$ RPA 99

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

- ◆ H_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

$H_N = 33.66 \text{ m}$

- ◆ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA=> **CT = 0.05**

$$\text{Donc : } \mathbf{T = 0,05 \times (33,66)^{3/4} = 0,698 \text{ s}}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{29.5}} \Rightarrow T_x = 0.56 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{12.2}} \Rightarrow T_y = 0.87 \text{ sec}$$

- Sens longitudinal : $T_x = 0.56 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.87 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,45}\right)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,55}\right)^{2/3} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 2.37 \\ D_y = 2.07 \end{cases}$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction => **R = 5**

- **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

Tableau. Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P _q		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
3. Régularité en plan	0	✓ 0,0 5	N. observé
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,0 5	N. observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,1 0	N. observé

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q= 1.2**

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation => **β = 0.20**

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 2318.54$ (T)

Résumé des résultats :

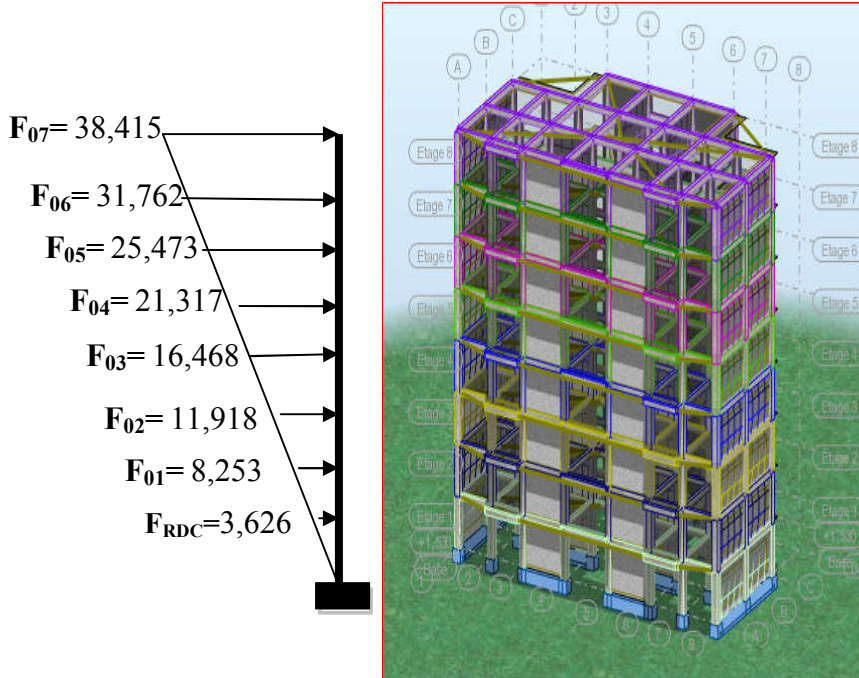
Tableau. IV.6: les résultats des forces sismiques

Sens	A	D	R	Q	W(kg)	V _{dyn} (t)	V _{st} (kn)	0,8V _{st}	
Longitudinale (X-X)	0,15	2,37	5	1.2	2318,54	157,232	196,188	156,9504	C.V
Transversale (Y-Y)	0,15	2,07	5	1,2	2318,54	152,133	172,7152	138,1722	C.V

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifier

Sens X:

Force sismique par niveau [T]

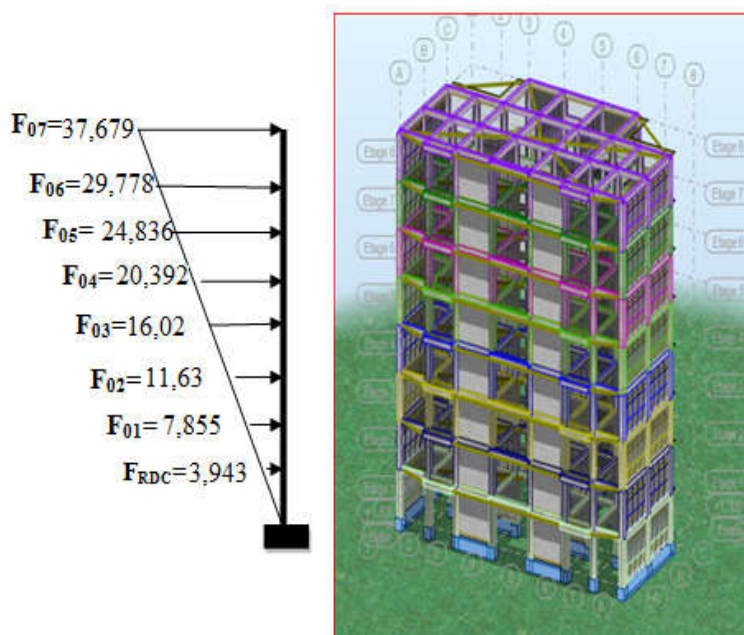


Effort tranchant par niveau [T]

7 ^{ème} étage=38.415
6 ^{ème} étage=70.17
5 ^{ème} étage=95.65
4 ^{ème} étage=116.967
3 ^{ème} étage=133.435
2 ^{ème} étage=145.35
1 ^{ère} étage=153.606
RDC=157.232

Sens Y:

Force sismique par niveau [T]



Effort tranchant par niveau [T]

7 ^{ème} étage= 37,679
6 ^{ème} étage= 67.457
5 ^{ème} étage= 92.293
4 ^{ème} étage= 112.685
3 ^{ème} étage= 128.705
2 ^{ème} étage= 140.335
1 ^{ère} étage= 148.19
RDC= 152.133

IV.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: (art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

IV.7. Verification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY) .

Tableau . Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Etage	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,3	0,3	0,3	0,3
1	0,9	0,6	0,9	0,6
2	1,6	0,7	1,7	0,8
3	2,3	0,8	2,6	0,8
4	3,1	0,8	3,4	0,8
5	3,8	0,7	4,2	0,8
6	4,5	0,7	4,9	0,7
7	5,1	0,6	5,5	0,6

Donc:

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06 \text{ cm}$.

IV.8. Caractéristique géométrique et massique:

a. centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

➤ Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

➤ -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

Tableau .Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	289.71	12,255	6,061	12,255	6,875
1	289.71	12,255	6,061	12,255	6,875
2	289.71	12,255	6,061	12,255	6,875
3	289.71	12,255	6,061	12,255	6,875
4	289.71	12,255	6,061	12,255	6,875
5	289.71	12,255	6,061	12,255	6,875
6	289.71	12,255	6,061	12,255	6,875
7	290.57	12,255	6,061	12,255	6,875

c-excentricite :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = | X_{CT} - X_{CM} |$$

$$e_y = | Y_{CT} - Y_{CM} |$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [tm ²]	Iy [tm ²]	Iz [tm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
5/ 1	Etage 1	289,71	12,255 6,061 1	12,255 6,875 2	6268,66	15911,95	22180,61	0,000	0,814	0,0	0,0
5/ 2	Etage 2	289,71	12,255 6,061 4	12,255 6,875 5	6268,66	15911,95	22180,61	0,000	0,814	0,0	0,0
5/ 3	Etage 3	289,71	12,255 6,061 7	12,255 6,875 8	6268,66	15911,95	22180,61	0,000	0,814	0,0	0,0
5/ 4	Etage 4	289,71	12,255 6,061 10	12,255 6,875 11	6268,66	15911,95	22180,61	0,000	0,814	0,0	0,0
5/ 5	Etage 5	289,71	12,255 6,061 13	12,255 6,875 14	6268,66	15911,95	22180,61	0,000	0,814	0,0	0,0
5/ 6	Etage 6	289,71	12,255 6,061 16	12,255 6,875 17	6268,66	15911,95	22180,61	0,000	0,814	0,0	0,0
5/ 7	Etage 7	289,71	12,255 6,061 19	12,255 6,875 20	6268,66	15911,94	22180,61	0,000	0,814	0,0	0,0
5/ 8	Etage 8	290,57	12,255 6,054 22	12,255 6,766 23	6079,97	15574,16	21654,13	0,000	0,711	0,0	0,0

d-L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le RPA 99V2003 (art4.2.7) est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 24.51$ m $e_{ax} = 0.00m$

L'excentricité a prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.22$ m

IV.9. Justification de l'effet P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δk : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Tableau. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal

Etage	W_i (T)	Δx	V_x (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	2318,54	0,3	157,232	3,06	0,014457	vérifier
1	2028,83	0,6	153,606	3,06	0,025898	vérifier
2	1739,12	0,7	145,353	3,06	0,02737	vérifier
3	1449,41	0,8	133,435	3,06	0,028398	vérifier
4	1159,7	0,8	116,967	3,06	0,025921	vérifier
5	869,99	0,7	95,65	3,06	0,020807	vérifier
6	580,28	0,7	70,177	3,06	0,018916	vérifier
7	289,71	0,6	38,415	3,06	0,014787	vérifier

Tableau . Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal

Etage	W_i (T)	Δy	V_y (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	2318,54	0,3	152,133	3,06	0,014941	vérifier
1	2028,83	0,6	148,19	3,06	0,026845	vérifier
2	1739,12	0,8	140,335	3,06	0,032399	vérifier
3	1449,41	0,8	128,705	3,06	0,029442	vérifier
4	1159,7	0,8	112,685	3,06	0,026906	vérifier
5	869,99	0,8	92,293	3,06	0,024644	vérifier
6	580,28	0,7	67,457	3,06	0,019678	vérifier
7	289,71	0,6	37,679	3,06	0,015076	vérifier

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

IV.10. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M_R : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_R = \sum F_i \times h_i$$

M_S : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_S = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ Sens longitudinal:

Tableau. moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	3,626	3,06	11,09556
1	8,253	6,12	50,50836
2	11,918	9,18	109,4072
3	16,468	12,24	201,5683
4	21,317	15,3	326,1501
5	25,473	18,36	467,6843
6	31,762	21,42	680,342
7	38,415	24,48	940,3992

Verifications:

$$M_S = 2318,54 \times \left(\frac{24,51}{2}\right) = 28413,71 \text{ T.m}$$

$$M_R = 2787,155 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 10,19452 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

M_R : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

M_S : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

➤ Sens transversal :

Tableau. moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	3,943	3,06	12,06558
1	7,855	6,12	48,0726
2	11,63	9,18	106,7634
3	16,02	12,24	196,0848
4	20,392	15,3	311,9976
5	24,836	18,36	455,989
6	29,778	21,42	637,8448
7	37,679	24,48	922,3819

Verifications:

$$M_s = 2318,54 \times (13,71/2) = 15893,59 \text{ T.m}$$

$$M_r = 2691,2 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 5,905765 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

IV.2.11.Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .
 Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

CHAPITRE

V

V. Ferrailage des éléments porteurs :

V.1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2. LES COMBINAISONS D'ACTIONS

- **Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ à l'E.L.U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

- **-Règlement RPA 99**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

-Pour les portiques

-Les poteaux

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$$G + Q + E \quad \text{.....(RPA99)}$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q + E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$.
- La combinaison $(0.8G + E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$.

-Les poutres

À l'ELU $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS $G + Q$
 $G + Q + E$ (RPA 99)
 $0,8 G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeurabsolu sur les appuis et donne le ferraillage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif .

-Pour les voiles

$G + Q + E$ (RPA 99)

$0.8G \pm E$

V.3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Le ferraillage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

V.3.1. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

➤ **calcul du ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N \left(d - c' \right) - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b .$$

(I)

(II)

- **Le Moment fictif**

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- **Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL 91**
 - ELU : 1,35 G + 1,5 Q
 - EL.S : G + Q
- **Selon le RPA 99**
 - G + Q + E (M_{max} → N_{corr})
 - 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

- **Recommandation de (RPA 2003)**

- 1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %
- 2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.
6 % en zone de recouvrement.
- 3/ Diamètre minimum : 12 mm.
- 4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

- Armatures transversales**➤ BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ RPA 99 (VER 2003)

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min (10 \phi_1, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_1$

ϕ_ℓ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- Exemple de calcul

Soit le poteau du RDC (dimension 50×50) :

$c = c' = 4\text{cm}$; $s = 50 \times 50(\text{cm})$; acier $F_e E400$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $L = 3.06\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q± E		0,8G+E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)	M_{MAX} (KN.M)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.M)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)
1633.384	42.74	87.03	1165.78	13.23	33.28	1207.47	31.14

- Ferraillage longitudinal

❖ (ELU)

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 BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après

$$\text{l'exécution}) \rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right) =$$

$$\max (2 \text{ cm}; 1.224) \rightarrow e_a = 2$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{42740.00}{1633384.00} = 0.0261\text{m} = 2.61\text{cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 2.61 = 4.61 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$\frac{2,142}{0,50} = 4,285 < \max (15 ; 2,508)$$

Donc , les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

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

α : Le rapport du moment du premier ordre.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 14,82$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,820$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,50} (2 + 2 \times 0,820) = 0,0364 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4,61 + 3,64 = 8,25 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 1633384 \times 0,0825 = 134754,18 \text{ N.m}$$

❖ **Les efforts corrigés seront**

$$N_{\text{MAX}} = 1633384 \text{ N} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 42740 \text{ N.m.}$$

$$II = (0,337 h - 0,81 c') \text{ b.h. } \sigma_b = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 4) 50 \times 50 \times 14,2 = 711420 \text{ N.m}$$

$$I = N_u (d - c) - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 134754,18 + 1633384 \times (0,46 - \frac{0,50}{2}) = 477764,82 \text{ N.m}$$

$$I = 1633384 (0,46 - 0,04) - 477764,82 = 208256,46 \text{ N.m}$$

$II > I$; donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{477764.82}{14.2 \times 50 \times 46^2} = 0,318$$

$$\overline{\sigma_b} = 14.2 \text{Mpa} \rightarrow \overline{\sigma_s} = 348 \text{Mpa}.$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.496; \beta = 0.802)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta d} = \frac{477764.82}{348 \times 0.802 \times 46} = 37.21 \text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 37.21 - \frac{1633384}{100 \times 348} = -9.73 \text{cm}^2$$

❖ (G+Q+E)

N _{cor} (N)	M _{max} (N.m)	e ₀ = M/N	e (m)	(II) (N.m)	M _{ua}	(I) (N.m)
1165780	87030	0.075	0.135	711420	331843.8	86030

$II > I$, donc la section est partiellement comprimée.

$$\overline{\sigma_b} = 18.5 \text{Mpa}, \overline{\sigma_s} = 400 \text{Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle}.$$

M _I (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _f (cm ²)	A (cm ²)
331843.8	0.22	0.392	0.314	0.874	20.63	-8.5415

❖ (0,8G+E)

N _{min} (N)	M _{cor} (N.m)	e ₀ = M/N	e (m)	(II) (N.m)	M _{ua} (N.m)	(I) (N..m)
13230.00	33.28	2.52	2.58	711420	36058.3	22828.51

$II > I$, donc la section est partiellement comprimée.

$$\overline{\sigma_b} = 18.5 \text{Mpa}, \overline{\sigma_s} = 400 \text{Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle}.$$

M _I (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _f (cm ²)	A (cm ²)
36058.3	0.018	0.392	0.023	0.991	1.98	1.46

- Vérification des sections :RPA (99ver2003)

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (h.b) = 0.008 (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23 d b \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.222 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA20+4HA16 = 20.6 cm²

- Vérification à L' ELS

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l' E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

N_{ser}=1184920 N; M_{ser}=3942N.m.

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{31410.00}{1207470.00} = 0,026 \text{ m} \quad e_0 = 0.0033 < \frac{h}{6} = \frac{0.50}{6} = 0.083$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = h \times b + 15 (A) = 50 \times 50 + 15(20.6) = 2809 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

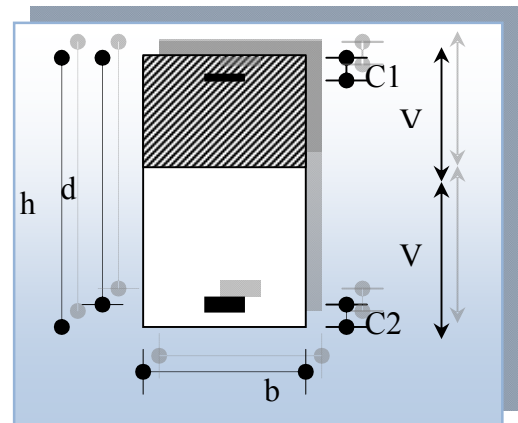


Figure .V.1 section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (25^3 + 25^3) + 15[10.3(25 - 4)^2 + 10.3(25 - 4)^2] = 657102.33 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\rightarrow M_G = 3942 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1184920}{100 \times 2876,95} = 4,12 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{3942}{657102,33} = 0,0055$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4,12 + 0,0055 \times 21,93 = 4,24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4,106 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4,12 + 0,0055(25 - 4)] = 63,5325 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4,12 - 0,0055(46 - 25)] = 60,0675 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 63,5325 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 60,0675 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} \dots (C.V)$$

- Armatures transversales

- Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 1331,51 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{1331,51 \times 10^3}{500 \times 460} = 0,59 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0,59 < \overline{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

-Calcul d'armature transversale

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t$

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right) \rightarrow \lambda_g = (4,284) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 2.5$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ La zone courante : $S_t = 15$

$$A_t = \frac{2.5 \times 1331510 \times 0.15}{50 \times 235} = 4.495 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.495 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10\Phi 8 A_t = 5,025 \text{ cm}^2$$

-Vérification des armatures minimales : d'après

➤ RPA 99 version 2003 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_c}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_c}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_c}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence

POTEAUX	$A_{CAL}(\text{Cm}^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{adapt}(\text{cm}^2)$
50x50	20	4HA20+4HA16	20.6

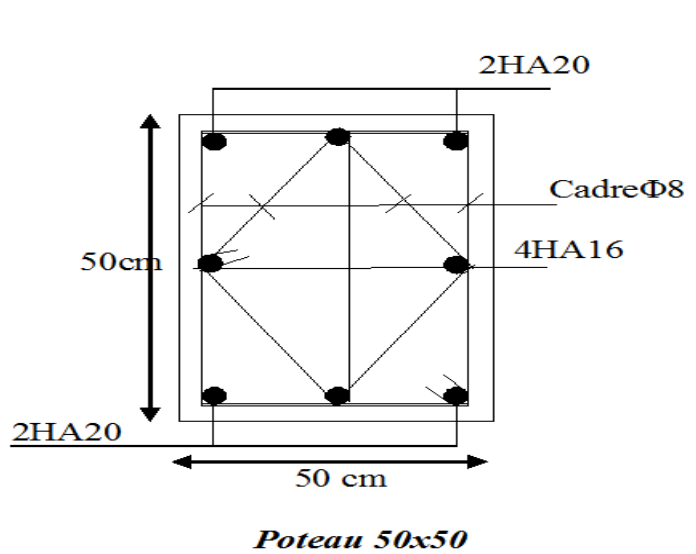


Figure .V.2. Schéma de ferraillage des poteaux.

V.3.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ **BAEL91**

❖ Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$ (A.4.2)

❖ Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$ (B.6.4)

- vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

❖ $\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$ fissuration peu préjudiciable.

❖ $\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- Détermination de l'armature transversale

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min (0.9d, 40cm)$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

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

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures

droites : $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

- Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche : (BAEL 91 art B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

- ❖ M_t : moment MAX en travée.
- ❖ M_0 : moment isostatique minimal.
- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature

- Recommandation RPA99/version2003

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 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 nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

-Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

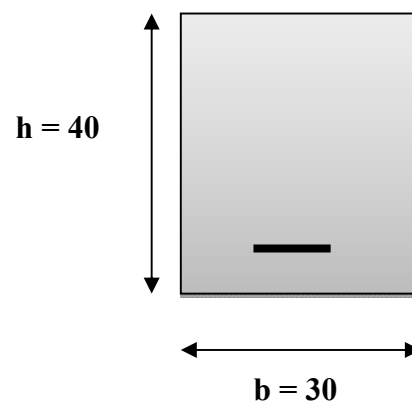
- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

- Exemple de calcul

a. Poutre principale 30x40

-calcul d'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$



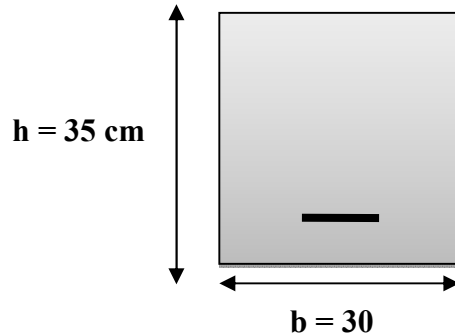
$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3cm$$

b. La Poutre secondaire (30x35)

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

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



-E .L.S

- La fissuration est peut nuisible → Il n’y a aucune vérification concernent σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Vérification nécessaire pour les poutres

- La condition de non fragilité

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,1592 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

- Pourcentage minimal d’armature :

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} \geq 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\%b.h & \text{en zone courante} \\ 6\%b.h & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa}).$$

-En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm²)
Poutre principale	31288	0,053	0.392	0,0689	0,972414	2,498
Poutre secondaire	23633	0,054	0.392	0,0696	0,972135	2,183

E.L.S : Combinaison (G + Q)

	M_U (N.m)	M_{ser} (N.m)	α	γ	ᾱ	Condition
Poutre principale	31288	22788	0,0502	1.326	0,413	vérifiée
Poutre secondaire	23633	17170	0.097	1.326	0,413	vérifiée

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm²)	A_{min}^{BAEL} (cm²)	A_{min}^{RPa} (cm²)	A_{min}^{BAEL} cm²	A_{max}	A_{adopt}(cm²)
Poutre principale	2.498	1.2	6	1.34	6	3T12+3T14=8.01
Poutre secondaire	2.183	1.05	5.25	1.1592	5.25	3T14 = 6.03

Sur Appuis

-Combinaison (G + Q + E)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm²)
Poutre principale	96821	0,12743	0.392	0,170982	0,931607	7.022
Poutre secondaire	86524	0,152245	0.392	0,207535	0,916986	7.371

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{RPA/2}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	7.022	1.2	3	1.34	7.022	3T12+3T14= 8.01
Poutre secondaire	7.371	1.05	2.625	1.1592	7.371	3T12+3T14= 8.01

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00721 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.091 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \dots \text{cv}$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 32} = 0.00834 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \dots \text{cv}$$

-Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

-Les poutres Principales

$$T_u^{\max} = 77.861 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{77861}{300 \times 370} = 0,701 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.701 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{(C, V)}$$

-Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 66.025 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{66025}{300 \times 320} = 0,687 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.687 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

Les Armatures Transversales**➤ Les Poutres Principales**

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \text{ min (h/4; } 12\phi_t; 30\text{cm)} = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (33.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 3 \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Poutres Secondaires**

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 7.5 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$S_t \leq \min (28.8 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- **Section minimale des armatures transversales:** BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.675 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

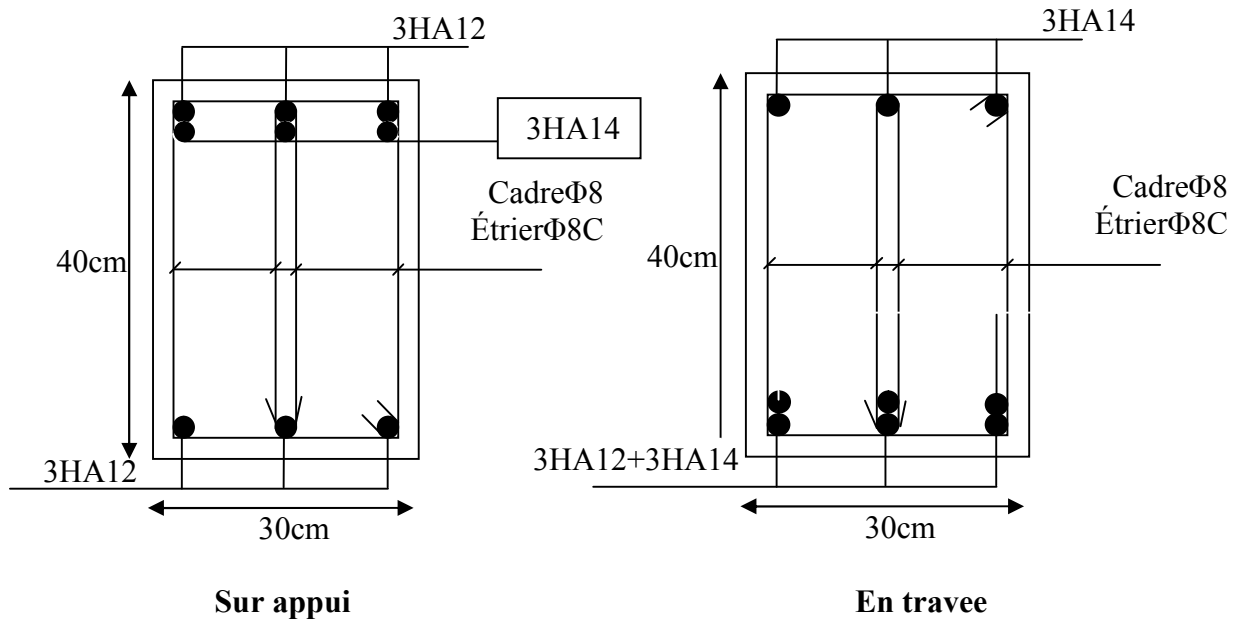


Figure.V.3. Ferrailage de la poutre principale.

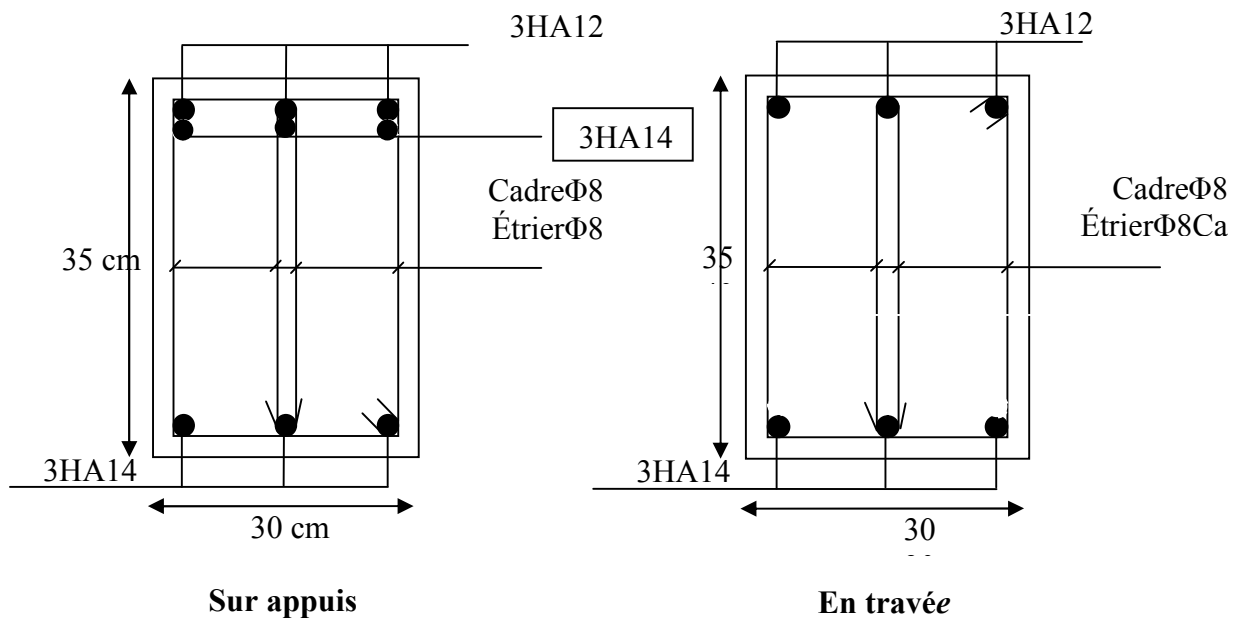


Figure.V.4. Ferrailage de la poutre secondaire.

V.4. Ferrailage des voiles

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés. Par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

-Types d'armatures

a- Armatures verticales

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20 %.**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{calculé}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

-Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

- Ferrailage vertical :

➤ Type de section qu'on peut avoir

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

-Étapes de calcul :

- Détermination de la nature de la section:

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité «e» qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

- **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

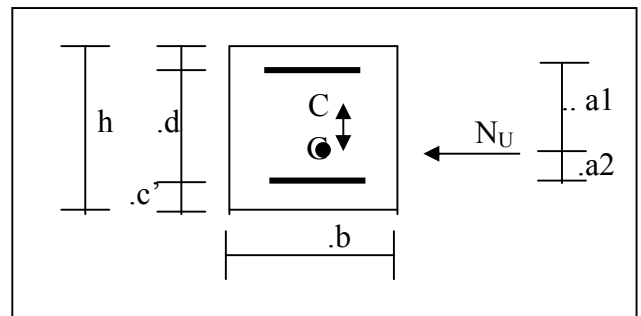
Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$



-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par : $A=0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

- Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$

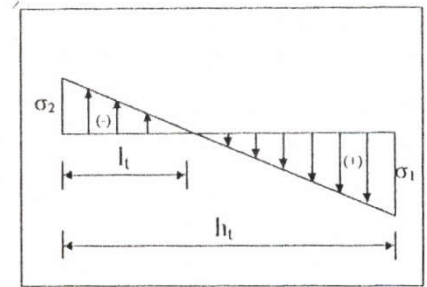


Fig.1

- ❖ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$
- ❖ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.
- ❖ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

- $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$
- $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$
- $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

-Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G + N_E$
- $M = 0,8 M_G + M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

-Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes.

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

-Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

-Armatures verticales

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC et tout les étages.

$$0.8G+E: \rightarrow N_{\min}=1285.747\text{KN} \rightarrow M=688.496\text{KN.m}$$

$$h=2.5 \text{ m} \quad ; \quad c=5 \text{ cm}$$

$$d=h-c=2.45 \text{ m} \quad ; \quad a=0.15 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{688496}{1285747} = 0,535\text{m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \overline{\sigma_b}$$

$$A = (0.337 \times 250 - 0.81 \times 5) \cdot 15 \times 250 \times 14.2$$

$$A = 4270.650\text{KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 688.496 + 1285.747 (2.45 - 1.25) = 2231,3924\text{KN.m}$$

$$B = 1285.747 (2.45 - 0.05) - 2231.3924 = 854,4004 \text{ KN m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 0.535}{2.5} = 4.283\text{m}^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 2.5}{2.5} = 0.5 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.5 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Calcul de ferrailage

- **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2231,3924 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2231,3924 \times 10^3}{18,5 \times 15 \times 245^2} = 0,134 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 0,181$$

$$\beta = 0,928$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

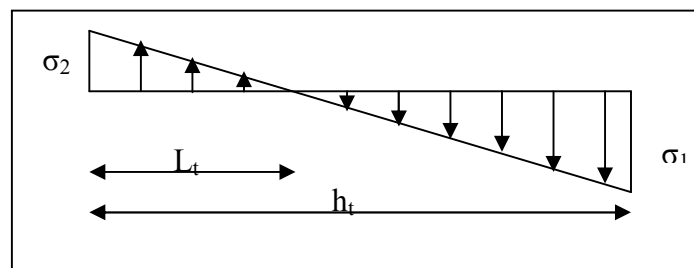
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2231,3924 \times 10^3}{400 \times 0,928 \times 245} = 24,541 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 24,541 - \frac{1285,747 \times 10^3}{100 \times 400} = -7,6026 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1285,747 \times 10^3}{150 \times 2500} + \frac{6 \times 688,496 \times 10^6}{150 \times (2500)^2} = 7,835 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1285,747 \times 10^3}{150 \times 2500} - \frac{6 \times 688,496 \times 10^6}{150 \times (2500)^2} = -0,977 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.277 \text{ m}$$

$$\text{Alors} \quad A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.0831 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 250 = 5.625 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) \text{ Alors en prend } A = 7.6026 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times (249.446) = 3.741 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 7.6026 + 3.741 = 18.946 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 5.625 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) \text{ On prendre } : S = 22.5 \text{ cm}$$

Dans la zone h/10 :

$$D < S/2 = 22.5/2 = \min(1.5a/2 ; 30/2) = 11.25 \text{ cm} . \text{ On prendre } : D = 11.25 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport ceux donnés par le **RPA99**.

➤ **Choix d'armature**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{18.946}{2} = 9.403 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 6\text{HA}10 + 6\text{HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 6\text{HA}10 + 6\text{HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 352.369 \times 10^3}{150 \times 2500} = 1.3155 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 15 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 250 cm)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25cm^2$$

En zone courante

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 8\phi 8 = 4.02cm^2 / ml$

- **Les Armatures Transversales** :(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression** : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

-Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- **Navier Bernoulli**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

❖ **Exemple de calcul**

-Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N_{cor} = 95.760 \text{ KN.}$$

$$M_{\max} = 736.554 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{95.760 \times 10^3}{150 \times 2500} + \frac{6 \times 736.554 \times 10^6}{150 \times (2500)^2} = 4.969 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

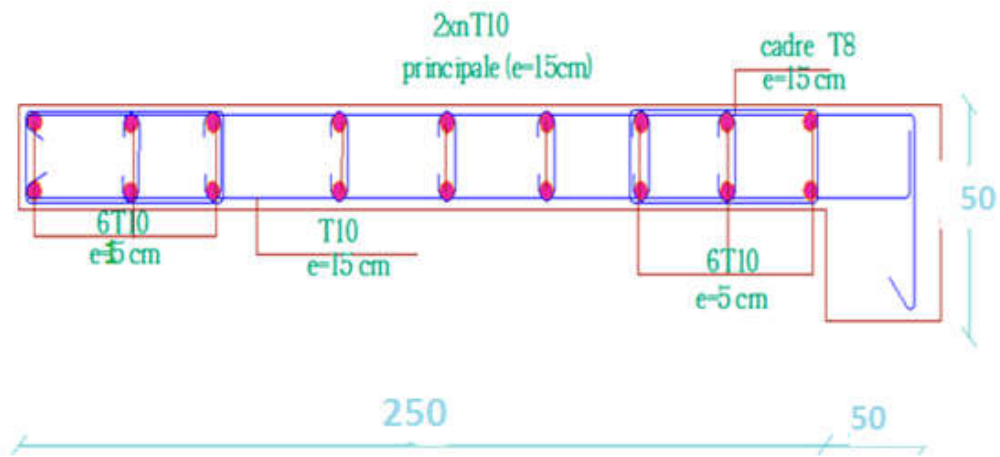


Figure.V.6. Ferrailage de voile.

CHAPITRE

VI

VI. ETUDE DE FONDATION

VI.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

-Choix de type de fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation.

Aussi pour toutes les raisons citées ci-dessus nous avons opté pour la solution des fondations de type « radier général. » ancrées à 1.8m dans le sol .La profondeur d'ancrage du bâtiment est également dictée par l'importante hauteur de l'ouvrage.

Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VI.2.Etude de type de semelle dans ce projet :

Nous proposant en premier lieu des semelle filantes pour cela, nous allons procéder a une petite vérification telle que :

La surface des semelles (S_s) doit être inférieur a 50%(S_b) de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q \quad (\sigma_{\text{sol}} = 1,7 \text{ bars}).$$

- Calcul des surfaces revenant aux semelles

- Surface totale des semelles est : $S_{T1} + S_{T2} = 155.61 \text{ m}^2$
- Surface totale du bâtiment est : $(24.51 \times 8.93) + (4.78 \times 12.01) = 276.277 \text{ m}^2$

on a : $\sum S_{\text{Semelles}} / S_{\text{Structure}} = 155.61 / 276.277 = 0.56 = 56 \%$

VI.3. Calcul le radier général :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

-Le radier est

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation

- Facilité de coffrage
 - Rapidité d'exécution
 - Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels
- Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont
- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
 - La réduction des tassements différentiels.
 - La facilité de l'exécution.

3. ETUDE DU RADIER

3.1. Pré dimensionnement

a. Condition forfaitaire

- **Sous voile**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La longueur max du voile

$$L_{\max} = 2.5 \text{ m}$$

$$31.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 50 \text{ cm}$$

- **Sous poteaux**

D'après : LIVRE Calcul des ouvrages en béton armé , M. BELAZOUGUI, Page 117

-La dalle

$$h_t \geq L_{\max}/20.$$

avec

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_t : épaisseur du radier.

$$\text{D'où : } h_t \geq 425 / 20 = 21.25 \text{ cm}$$

- La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_r égal

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : La plus grande distance entre deux poteaux .

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.25 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.25^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.5 \text{ m}$$

• Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est

$$h_r = \max (50 \text{ cm} , 22 \text{ cm} , 50 \text{ cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée

- **On prend : $h_r = 50 \text{ cm}$.**

3.1.1 Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts

$$\text{ELU: } N_u = 35625,078 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 25943,564 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{35625,078}{1,33 \times 170} = 226,1 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{25943,564}{170} = 152,6092 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 276.277 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 226.1 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (24.51 m).

L_y : largeur en plan (13.71 m).

3.1.2 Calcul de débordement D

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 0.5\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 276.277 + 0.4 \times 2 \times (24.51 + 13.71) = 306.853 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (306.853 \times 0.5 \times 25) = 3835.66 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_{totalul} = 35625,078 + 1.35 (3835.66) = 40803.219 \text{ KN}$$

$$N_{totals} = 25943,564 + 3835.66 = 29779.224 \text{ KN}$$

VI.4. Vérifications de radier :**➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{40803.219 \times 1}{226.1} \cdot \frac{4.25}{2} = 383.49KN$$

$$\tau_u = \frac{383.49 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.8522 MPa \leq \tau_u = 2.5 MPa \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 226.1 = 6104.7 KN$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10KN/m^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 \text{ m}$)

$$29779.224 \text{ KN} > 6104.7 \text{ KN}$$

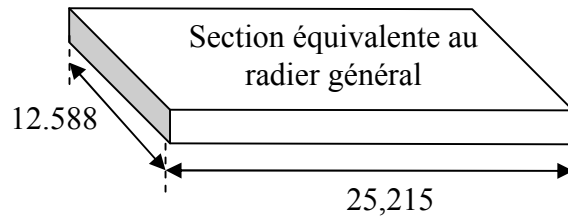
$$N_{\text{totals}} = 29779.224 \text{ KN} > 6104.7 \text{ KN}$$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ Vérification des contraintes dans le sol

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = 14568.11m^4$$

$$I_y = 2418.81m^4$$

Le centre de gravité :

$$X_g = 12.225 \text{ m}$$

$$Y_g = 5.998 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$M_X = 144.521 \text{ t}$$

$$M_Y = 134.300 \text{ t}$$

$$N = 3887,058 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 170 = 226.1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 22.61 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

	σ_1	σ_2	σ_m	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	14.729	14.4859	14.668	C.V
Y-Y	14.94	14.27	14.77	C.V

➤ **Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4)**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

-Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.50 + 0.4 + 2 \cdot 0.5) \cdot 2 = 3.8m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 3.8 \times 0,5 \times 25000}{1,5} = 2216.67 T$$

$$N_u = 2032.61KN < \bar{N}_u = 2216.67 T \Rightarrow C.V$$

-Vérification pour les voiles

$$N_u = 1285.747T, e = 15 \text{ cm}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 3.55m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 3.55 \times 0,5 \times 25000}{1,5} = 2070.83 KN$$

$$N_u = 1285.747KN < \bar{N}_u = 2070.3 KN \Rightarrow C.V$$

VI.5. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend

du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

- si la dalle est une dalle de rive

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$M_a = 0.3 M_{0x} \dots\dots\dots \text{pour appuis de rive.}$$

$$M_a = 0.5 M_{0x} \dots\dots\dots \text{pour appuis intermédiaire.}$$

-Evaluation des charges et surcharges

ELU $q_u = N_u / S_{rad} \rightarrow q_u = 160.67 \text{ KN/m}^2$

ELS $q_{ser} = N_s / S_{rad} \rightarrow q_{ser} = 117.006 \text{ KN/m}^2$

-calcul des moments

ELU: $v=0$; $q_u = 160.67 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L _X (M)	L _Y (M)	ρ	μ _x	μ _y	M _{Ox} (KN.M)	M _{Oy} (KN.M)
P ₂	4.25	4.78	0.89	0.0468	0.759	135.81	103.079

ELS : $v=0.2$; $q_{ser} = 117.006 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L _X (M)	L _Y (M)	ρ	μ _x	μ _y	M _{Ox} (KN.M)	M _{Oy} (KN.M)
P ₂	4.25	4.78	0.89	0.0539	0.832	113.91	94.7759

-Calcul des armatures• **ELU**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	En travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN ×m)	101.857	67.905	77.309	51.5395
μ	0,0272	0,018	0.020	0.013
μ<μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0,00	0.00	0,00	0.00
α	0,034	0,022	0,0260	0,017335
β	0,986	0,990	0,989	0,993
σ_σ	348	348	348	348
As (cm²/ml)	6,595	4,376	4,988	3,314
As_{min} (cm²/ml)	5.434	5.434	5.434	5.434
Choix des barres/ml	6HA12	5HA12	5HA12	5HA12
As_{corres} (cm²/ml)	6.79	5.65	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

• **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e \ ; \ 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{0,666 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mser (KN ×m)	85.4325	56.955	71.082	47.387
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15
σ_{st}(MPa)	201,63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	9,552	6,337	7,928	5,264
As_{min}(cm²/ml)	5.434	5.434	5.434	5.434
choix desbarres/ml	9HA12	6HA12	7HA12	5HA12
As_{corr}(cm²/ml)	10.18	6.79	7.92	5.65
Espacement cm	15	20	15	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{160.67 \times 4.25 \times 4.78}{2(4.78) + 4.25} = 236.351KN$$

$$\tau_u = \frac{190.164 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.525Mpa$$

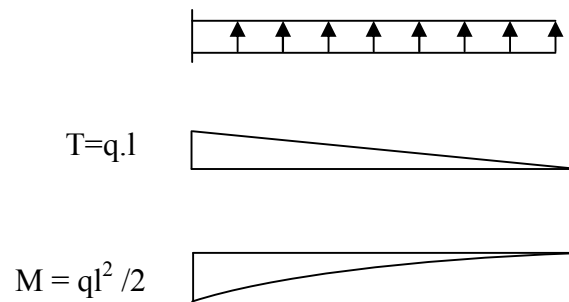
$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.423 < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

- Etude du débord du radier

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.



• l'ELU

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	As (cm ²)
39.364	0,0105	0,013	0,994	2,527012

• l'ELS

Ms (KN.m)	μ	α	β (m)	As (cm ²)
28.666	0,0094	0,0118	0,995	3,174

As=3.174 cm²/ml.

Donc on choisit 6HA10

- Vérification au cisaillement

$$\tau \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.1 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}; 3MPa\right) = \min(2.5; 3MPa)$$

$\tau_u = V / b_0.d$

$V_u = q_u \times l / 2$

$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$

➤ **Etude de la nervure:**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 50 \text{ cm} \quad d = 46 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 4 \text{ cm}$$

a-Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{40803.219}{306.853} = 132.973 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{29779.224}{306.853} = 97.047 \text{ KN / m}^2$$

b-Ferraillage de la nervure

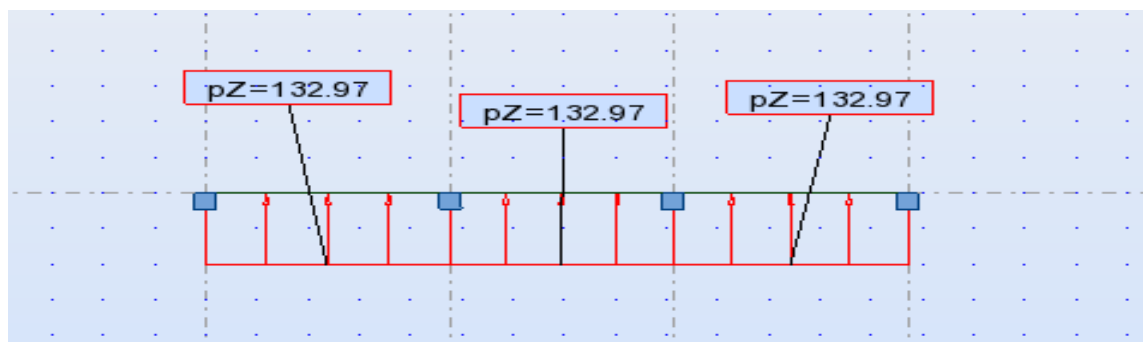
Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot v2018

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

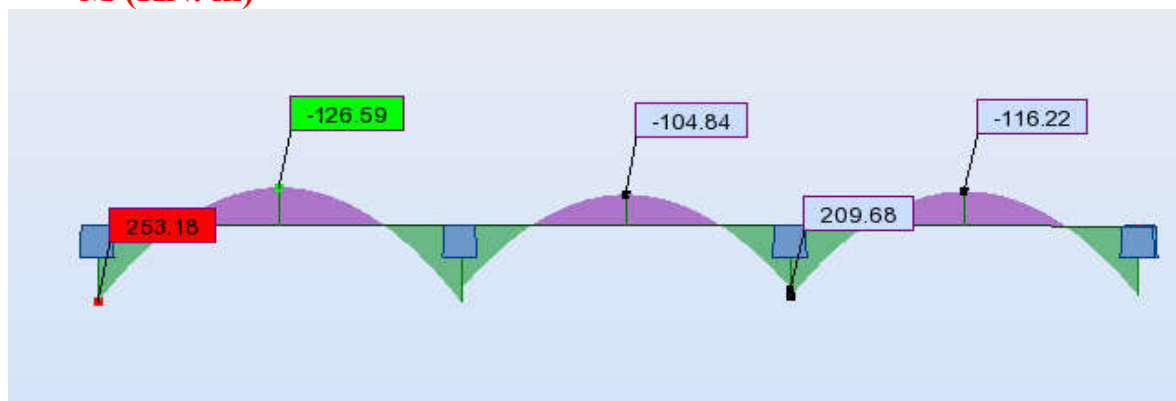
Pour le ferraillage on prend le moment maximal sur appuis et en travées

-Sens X-X

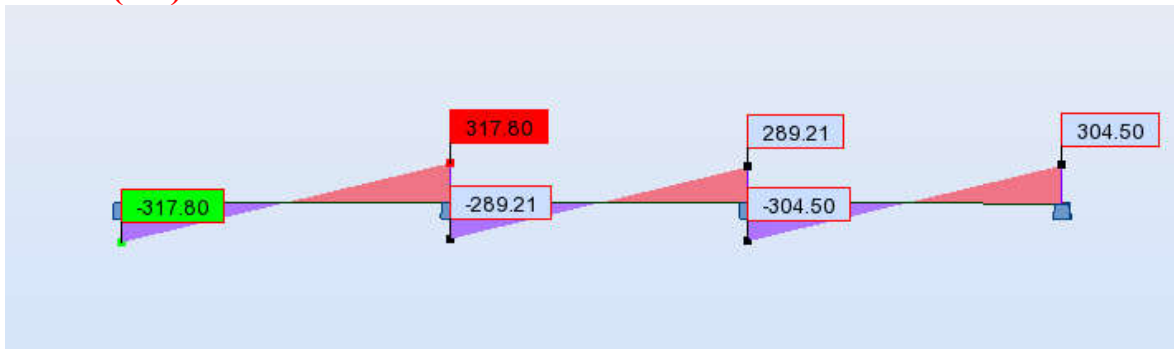
ELU



M (KN. m)



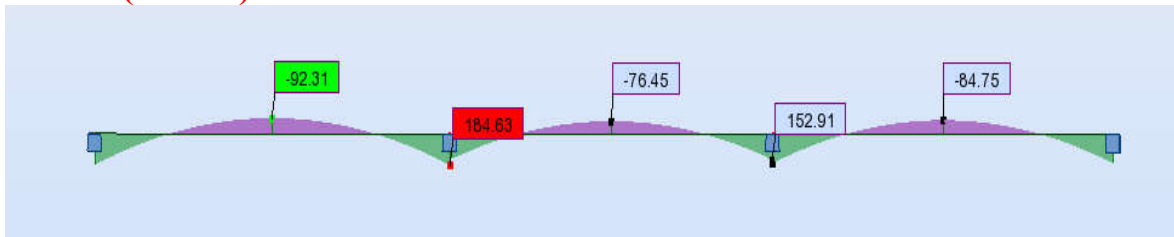
T (kN)



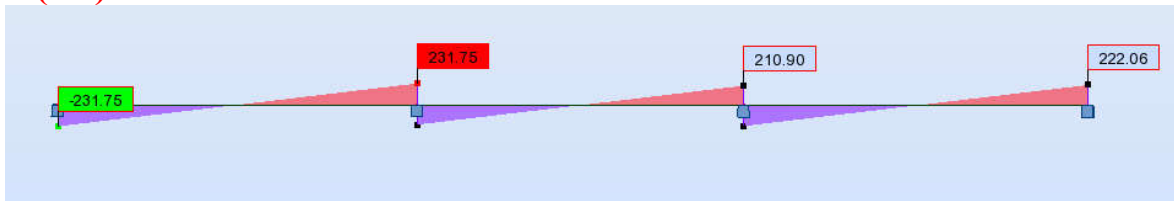
ELS



M (KN. m)

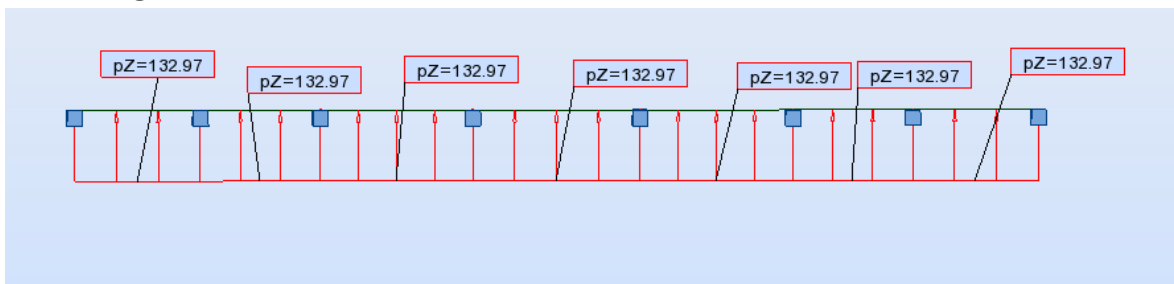


T (kN)

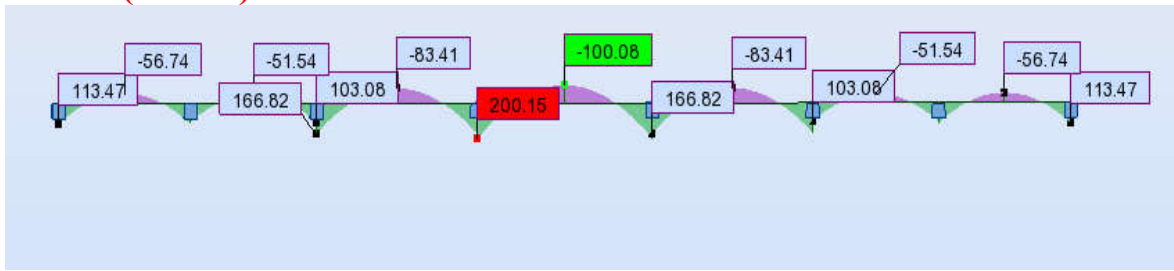


-Sens Y-Y

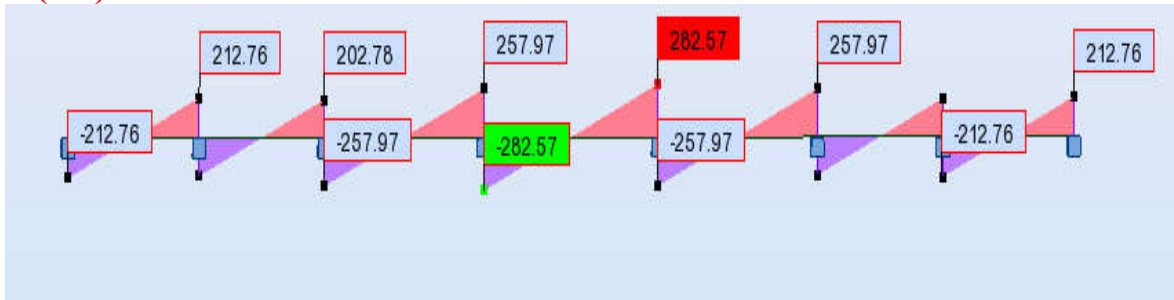
ELU



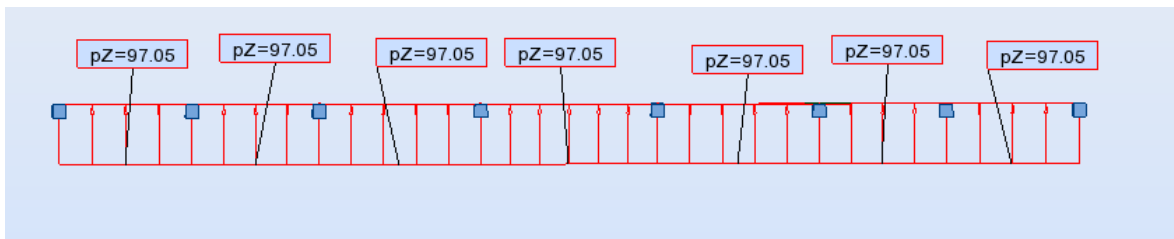
M (KN. m)



T (kN)



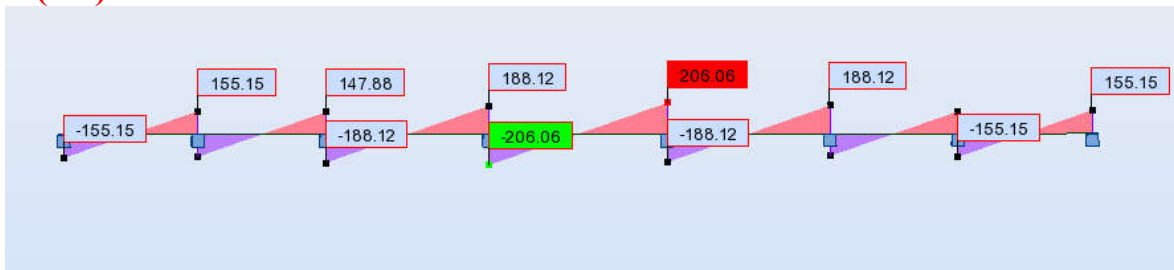
ELS



M (KN. m)



T (kN)



$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = -126.59KN.m, M_a = 253.18KN.m \\ (Y - Y) : M_t = -100.08KN.m, M_a = 200.15KN.m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = -92.31KN.m, M_a = 184.63KN.m \\ (Y - Y) : M_t = -72.18KN.m, M_a = 145.96KN.m \end{cases}$$

Sens		M _u [KN.m]	μ _b	β	A _{min} BAEL	A _s	A _{min} RPA	A adoptée	Section adoptée cm ²
X-X	Appuis	253.18	0.168	0.907	2.77	17.43	12.5	17.43	8HA20=25.13
	Travée	126.59	0.084	0.956	2.77	8.45	12.5	12.5	8HA16= 16.1
Y-Y	Appuis	200.15	0.133	0.571	2.77	21.89	12.5	21.89	8HA20=25.13
	travée	100.08	0.066	0.534	2.77	11.71	12.5	12.5	8HA16= 16.1

➤ Vérifications à l'ELU

-Vérifications de la l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V _u (KN.m)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	317.80	1.38	C.V
Y-Y	282.57	1.22	C.V

-Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 46 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 2.77cm^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (14.3, 40, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3.00cm^2$$

Nous prenons : A_t = 4HA10= 3.14 cm²

- Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(12.5, 16.8)$$

$$S_t \leq 16$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow S_t \leq 25$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

➤ Ferrailage du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

Schéma ferrailage du radier :

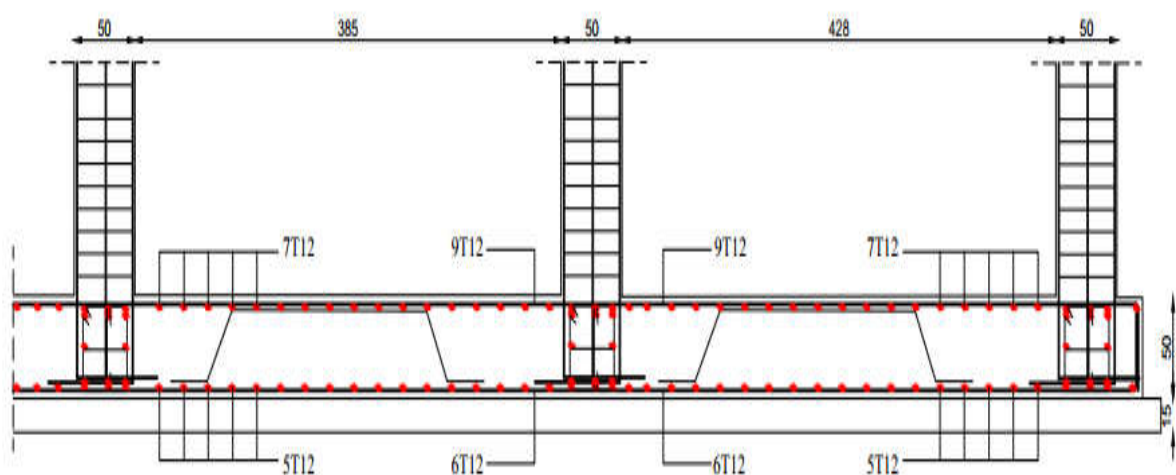


Fig.VI.1. Ferrailage globale de radier.

Nervure sur appui :

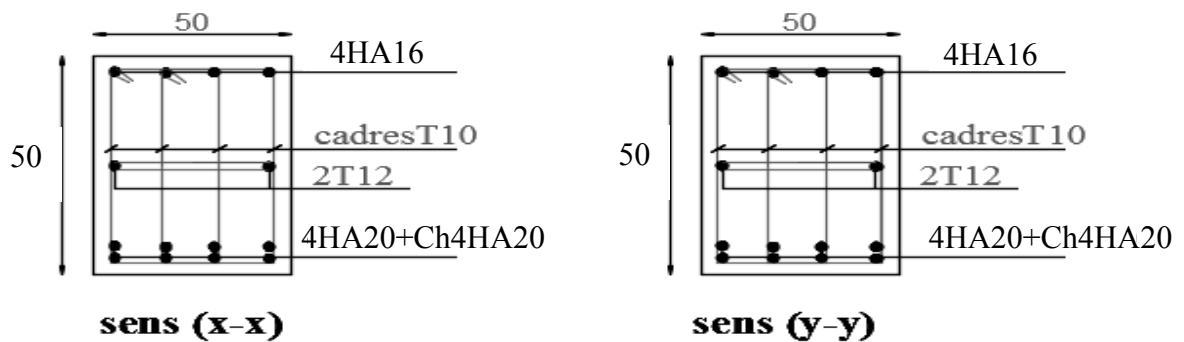


Fig.VI.2.ferrailage sur appui de nervure.

Nervure en travée

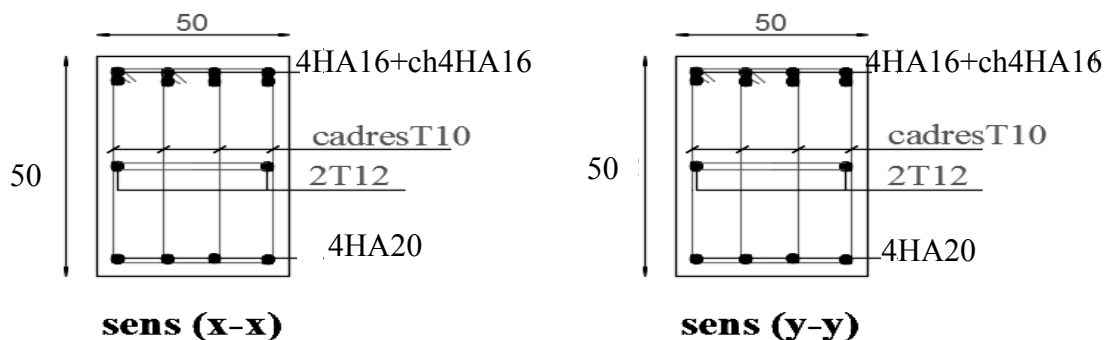


Fig.VI.3.ferrailage en travée de nervure .

VI.2. Longrine

✓ D'après les règlement RPA99/version2003 (art 10.1.1)

Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction

sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau10.1)

Site S_3 .zone IIa $\rightarrow \alpha = 12$

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(site 3) 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_3 . Soit : $B = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

a. Calcul des armatures longitudinales**a.1. E.L.U**

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{1665.559}{12} = 138.79 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \quad (CV)$$

$$A_s = \frac{138.79 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.99 \text{ cm}^2$$

a.2. Le ferrailage minimal : D'après RPA99 /version2003 (art 10.1.1)

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,6\%B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}^{\text{RPA}}) = A_{\min}^{\text{RPA}} = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

a.3. Condition de non fragilité (BAEL 91(A.4.2))

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale

des armatures est A, on doit avoir : $A \geq B \frac{f_{tj}}{f_e}$

$$B \leq 6.79 \times \frac{400}{2.1} = 1239.33 \text{ cm}^2$$

b. Vérification à L'E.L.S

$$F_{ser} = \frac{N_s}{12} = \frac{1207.74}{12} = 100.645 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{100.645 \times 10^3}{6.79 \times 100} = 148.22 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 148.22 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV.$$

c. Les armatures transversales

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ (*fissuration est préjudiciable*)

d. L'espacement : Selon RPA99

$$S_r \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi \ell)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 18)$$

Soit : $S_t = 15$ cm.

e. Présentation du ferrailage

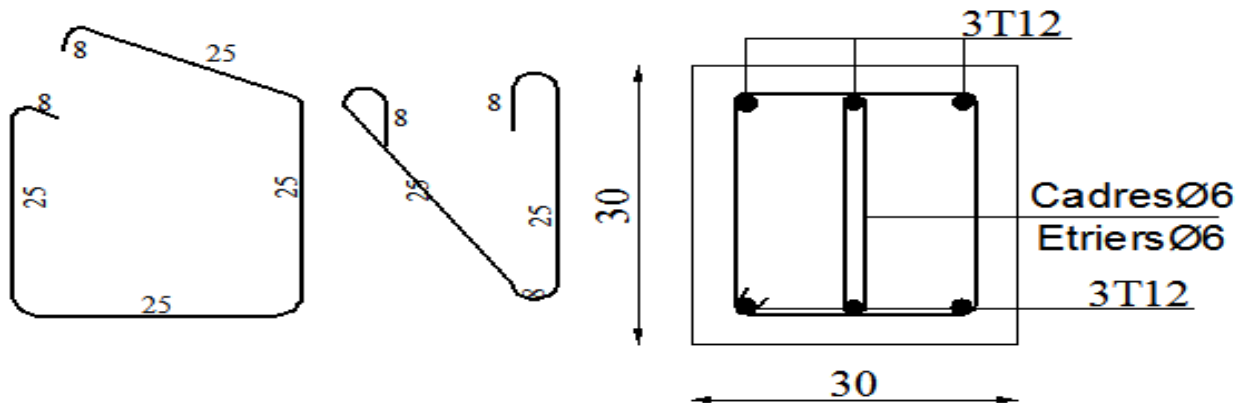


Figure.VI.4.disposition d'armature de longrine

VI.7. La dalle flottante

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

a. mise en œuvre

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

1. La préparation du sol.
2. La mise en place de terre pleine.
3. L'exécution du dallage.

a.1. Préparation du sol

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

1. Décapage.
2. Nivellement.
3. Compactage.
4. Drainage.

a.2. Mise en place de terre pleine

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

a.3. Exécution de dallage

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$, ces armatures placées à la partie supérieure.

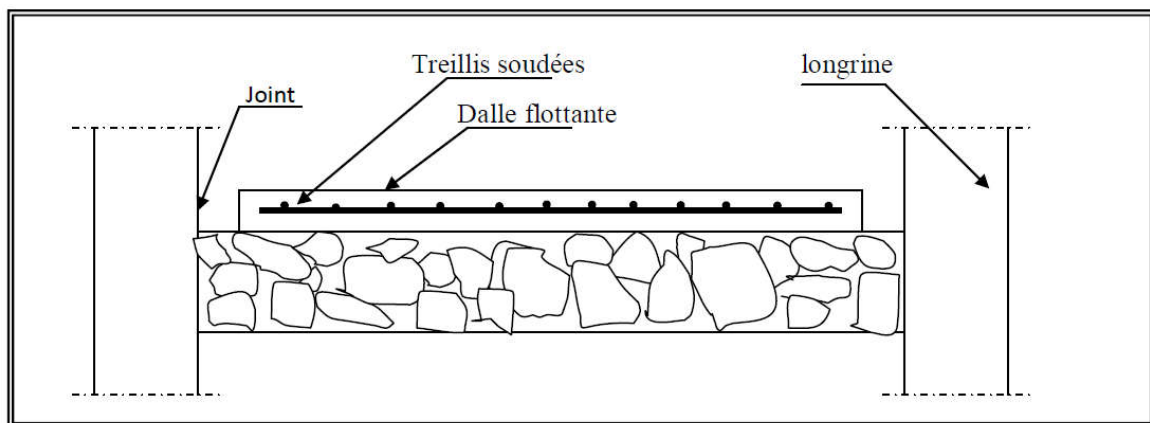


Figure.VI.5. La dalle flottante

Conclusion général

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et connaissances acquises durant les deux années passé et on plus les logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

La phase de contrôle de chantier m'a permis de connaitre les différentes étapes de réalisation, savoir les techniques et les moyens de contrôle ainsi que les difficultés et les contraintes qu'on peut rencontrer lors de réalisation d'un projet de construction d'un bâtiment.

D'après la partie de modalisation à l'aide du logiciel ROBOT2014 , on a peu faire analyse de la structure et proposés des solutions adéquates pour avoir un bon comportement de la structure en zone sismique. ,et d'une stabilité et de sécurité de l'ouvrage et on ne oublier pas la partie économique .

Notons qu'à la fin de ce projet pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.

Bibliographié

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Livre et cours :

- Calcul des ouvrages en béton armé, M.BELAZOUGUI, 1972.
- Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- Cour de béton et dynamique des structures et mécanique de sol(Univ de Biskra)
- Mémoires master 2 promotions passées ...Les universités algériennes.

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2018. (Analyse des structures).
- AUTO CAD 2014. (Dessin).
- Word 2010. (Traitement du texte).
- Excel 2010.

RESUME :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation constitué d'un Réez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité II selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose un parties.

Dans cette partie entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux , ensuite le pré dimensionnement de la structure ,la descente des charges .et calcul des éléments principaux(poteaux , poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons ,escaliers, acrotère, planchers)

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminer le travail avec une conclusion générale.

الملخص:

بصدد إعداد مذكرة التخرج قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال المتعدد,متكونة من ثمن طوابق + طابق ارضي و التي ستنشأ في ولاية سطيف المصنفة ضمن المناطق المتوسطة زلزاليا تبعاً للنظام الجزائري RPA99.V2003 و BAEL91 المذكورة تتكون من الجزء التالي:

يتناول هذا الجزء وصفا عامً للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة ,بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية ,كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة ,روافد,جدران خراسانية (مستخدمة في صد الزلازل و الرياح)و ثانوية من(أعصاب السقف المجوف, البلكونات, السلالم,وجدار السقف العلوي acrotiere ,الأسقف).

في الأخير نستعمل برنامج روبوت للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الاجتهادات المختلفة للبناية . و ستنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.