

Université Mohamed Khider -Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : de génie civil et
hydraulique

Réf :.....2018



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري

المرجع:.....2018

Mémoire de Master
2^{ème} Année
Structure

**Etude d'un bâtiment a usage d'habitation
(R+8) Contreventement Mixte
(PORTIQUE+VOILE)**

Etudiant:

Tabrha Hamza

Encadreur:

Mme: Bensmail .M .

JUIN 2018

DÉDICACES

Je dédie ce travail à :

- *Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- *mes sœur et mon frère Abd el monaam.*
- *Toute ma famille Tabrha et tafssasset et Tous mes amis*
- *Mes amis Ikbal , Khaled ,Nadhir , Nabil , saddam ,Yahia , Djaber , Islem ,Hossem ,Hichem , Djamel ,Khalil , Med Alhadi , Youcef ,Lahcen , Azou et Tout la famille sportive de NZEO*
- *A toute la Promotion 2018 et particulièrement mes amis*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, je remercie dieux tout puissant de m'avoir donné toute cette force, qui m'a permis d'arriver un bon port.

Je tiens à remercier vivement mon encadreur **bensmail M**, pour son aide et ses remarques qui m'ont été précieuses.

Je remercie aussi ma famille et surtout mes parents pour m'avoir soutenu durant toute cette période.

Enfin mes remerciement vont à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail.

Merci à tous.

Sommaire

I. Présentation du projet : -----	-----
I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l’ouvrage de l’étude :.....	1
I.3. Conception de la structure du bâtiment :	1
I.4. Hypothèse de calcul :.....	2
I.5. Règles et normes de calcul :.....	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	3
I.6.1.Béton :.....	3
I.6.2.Acier :	8
I.7. Choix des matériaux dans l’élaboration du projet	10
II.Pré-dimensionnement-----	-----
II.1.Introduction :	12
II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires :.....	12
II.2.1.Les plancher :.....	12
II.2.3.Les escalier :	14
II.2.4.Les L’acrotère :.....	15
II.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :	16
II.3.1.Les voiles :.....	16
II. 3.2.Les poutres :.....	16
II.3.2.1.Les poutres principales :.....	17
II.3.2.2.Les poutres secondaires :.....	18
II.1.3.3. Les poteaux :.....	19
II.1.4.Conclusion.....	22
II.5. Descente de charge :.....	23
II.5.1.Introduction :	23
II.5.2.Evaluation des charges appliquées :	23
II.6. Exemple Descente des charges.....	28
II.7. Vérification.....	28
III. Calcule des éléments :-----	-----
III.1. Les Escaliers :	35
III.1.1.Définition :	35



III.1.2. Etude de l'escalier :	36
III.1.3. Evaluation des charges:	36
III.1.4. Calcul de ferrailage:	38
III.2. Calcul de la poutre palière.....	44
III.2.1. Introduction :	45
III.2.2. pré dimensionnement :	45
III.3. L'Acrotère.....	54
III.3.1. Introduction :	54
III.3.2. Mode de travail :	54
III.3. Plancher courp creux :	61
III.1.1. Introduction :	61
III.1.2. Méthode de calcul:	61
III.1.3. Détermination des sollicitations :	62
III.1.4. calcul du ferrailage:	73
IV. Etude dynamique -----	80
IV.1. Etude sismique :	80
IV.1.1. Introduction :	80
IV.1.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :	81
IV.1.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):	82
IV.1.4. Calcul Des Actions Sismiques	94
IV.2. ETUDE DE VENT.....	106
IV.2.1. Définition:	106
IV.2.2. Objet:	106
IV.2.3. Domain d'application:	106
IV.2.4. Principe de calcul:	107
IV.2.5. Détermination de la pression du vent.....	110
IV.2.6. Calcul des forces de frottement.....	118
V. Ferrailage des éléments porteurs : -----	120
V.1. Introduction :	120
V.2. Les combinaisons d'actions :	120
V.3. Ferrailage des éléments porteurs :	121
V.3.1. Ferrailage des poteaux :	121
V.3.2. ferrailage des poutres :	133



V.4.Ferraillage Des Voiles :	139
VI. Etud l'infrastructure-----	149
VI.1.Introduction :	149
VI.1.1. Fondations superficielles :	149
VI.1.2. Fondations profondes :	149
VI.2 : Etude des fondations:	150
VI.2.1. Charge admissible au sol :	150
VI.2.2 / Choix du type de fondation :	150
VI.2.3/Radiers :	151
VI.2.4. Calcul le Radier :	152
VI.2.5.Vérifications de radier :	155
VI.2.6. Ferraillage du radier:	158



Introduction générale :

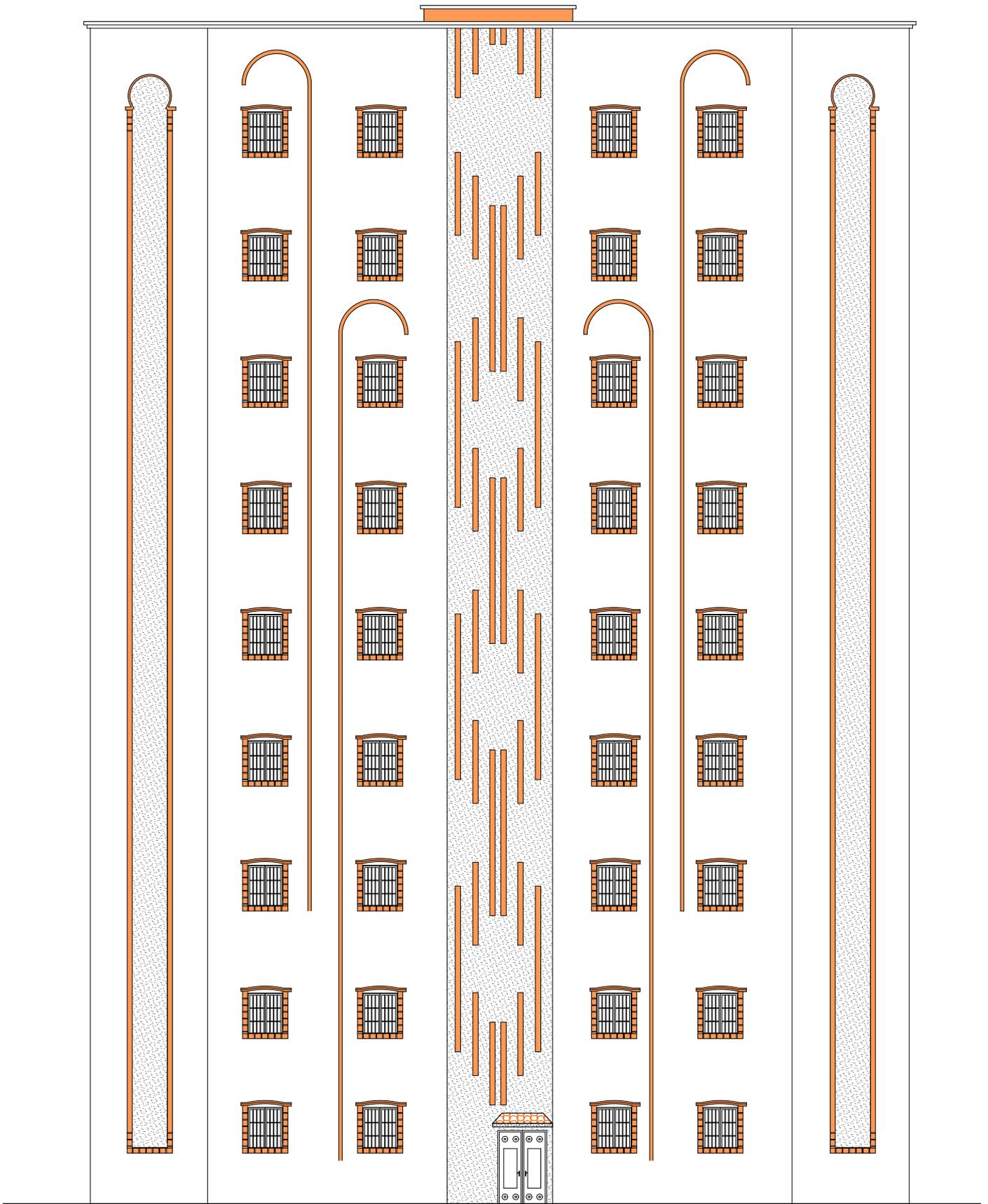
Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment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

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

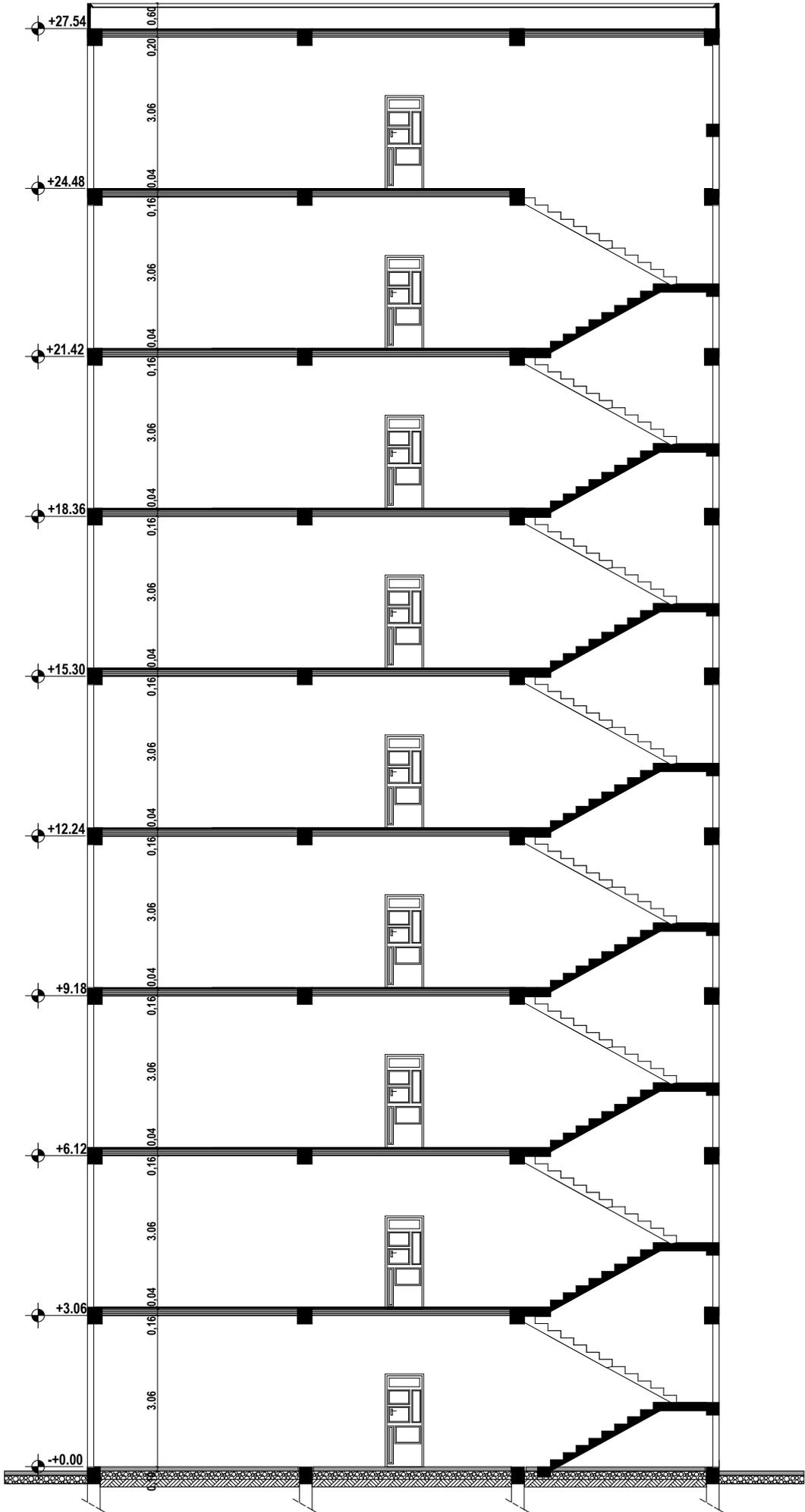
Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- 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 endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- 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.

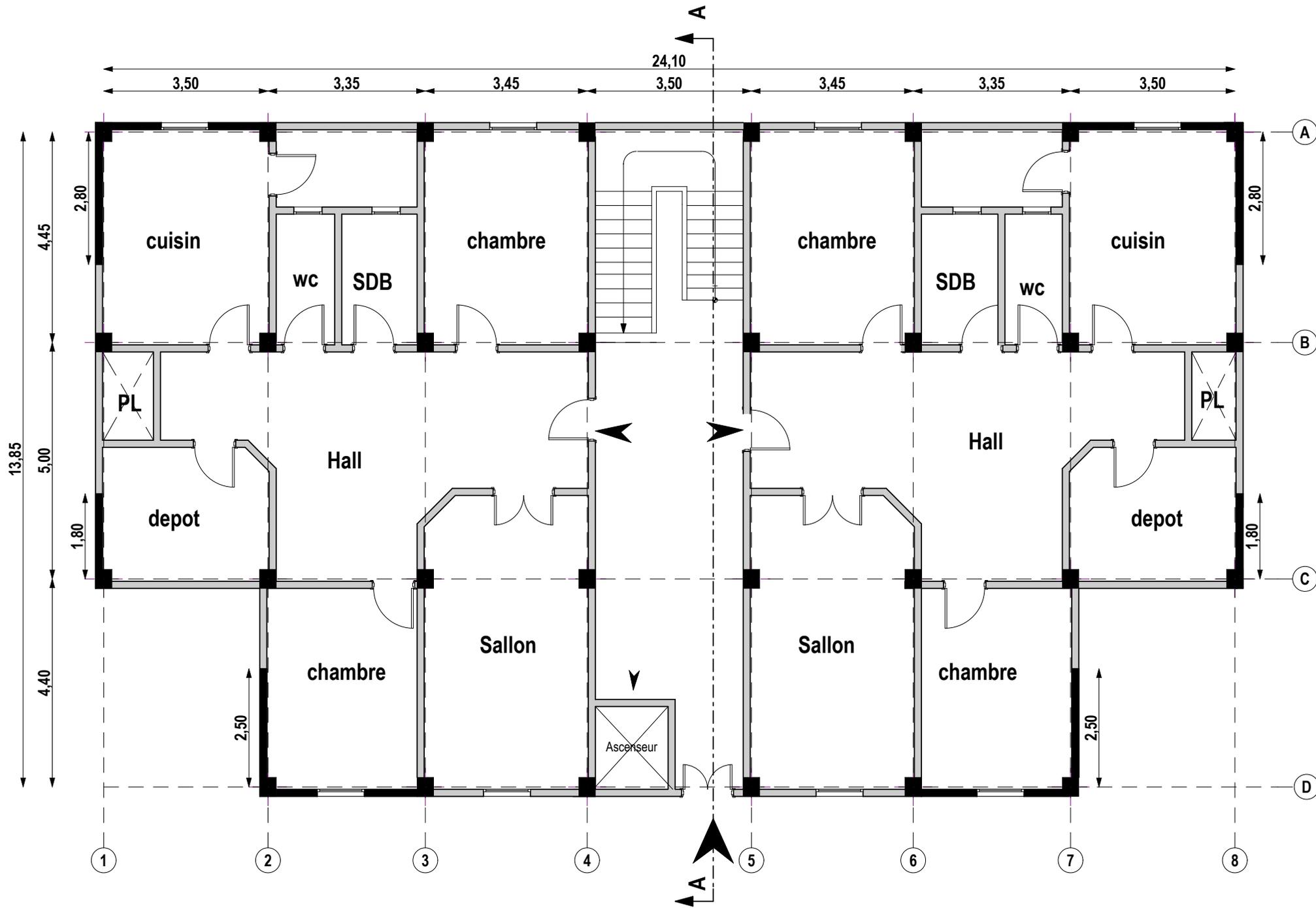
Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).



FACADE PRINCIPALE



Coupe A-A



Liste de figure

Chp I	
Fig. I.1.Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).....	7
Fig.I.2.Diagramme Contrainte – déformation d’acier.....	9
Fig. I.3.Diagramme Déformation - Contrainte d’acier.....	10
Chap II	
fig.II.1. Plancher à corps creux.	13
fig.II.2.schéma des poutrelles.....	13
Fig.II.3.schéma d’Escalier.....	14
Fig.II.4.schéma isostatique d’Escalier.....	14
Fig.II.5.l'acrotère.....	15
Fig.II.6. coupe verticale d’un voile.	16
Fig.II.7. Poutre principale (30×40).....	17
Fig.II.8.Poutre secondaire (30x40.....	18
Fig. II.9: Coupe A-A’ de section de poteau.	19
Fig.II.10.Section de poteau (30x55) cm ²	21
Fig.II.11. Schéma d’un plancher de terrasse inaccessible.....	22
Fig.II.12. Schéma d’un plancher d’étage courant.	23
Fig. II.13.schéma de L’acrotère	24
Fig.II.14.schéma des murs extérieurs.....	26
Fig.II.15.Coupe A-A’	27
Fig.II.17: Coupe vertical du Poteau	27
Fig.II.17.poteau 30*50.....	34
Chap III	
Fig.III.1. Schéma de volée de l’escalier étage courant.....	35
Fig.III.2.schéma statique de volée (escalier étage courant) a ELU.....	37
Fig.III.3.schéma statique de volée a ELS.....	37
Fig.III.4.ferraillage de l’escalier	44
Fig. III.5.Schéma de poutre de palier.....	45
Fig. III.6. Schéma de moment de poutre palier	46
Fig.III.7. schéma de poutre à la torsion.....	48
Fig.III.8.Ferraillage de poutre palière.....	53



Fig. III.8.schéma de L'acrotère.....	54
Fig.III.9.schéma isostatique de.....	54
Fig.III.10.Schéma de sollicitations de l'acrotère.....	55
Figure III.11 : ferrailage finale L'acrotère	60
Fig.III.12. Types des nervures.....	62
Fig.III.13.diagramme de moment (type1).	62
Fig.III.14. Section de ferrailage de poutrelle.	73
Fig. III.15. Armature inferieure.....	77
Fig. III.16. Ferrailage de la dalle de compression.	79
Fig. III.17. Ferrailage de la Poutrelle.	79
Chap IV	
Fig. IV.01. Simulation de la force sismique.....	84
Fig. IV.02. Spectre de Réponse.....	85
Fig.IV.03.Vue en plan pour le disposition du voiles selon le plan initiale.....	88
Fig.IV.04.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	89
Fig.IV.05.Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	90
Fig. IV.06.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).	90
Fig. IV.07.Deuxième variante des voiles.	91
Fig.IV.08.Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).	92
Fig. IV.09.Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).	93
Fig. IV.10.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).-	93
Fig. IV.11.VUE EN PLAN	111
Fig. IV.11.Vue en élévation	111
Chap V.....	
Fig.V.01.section de poteau.....	129
Fig.V.02.Coupe de ferrailage de section de poteau.....	132
Fig.V.03. Ferrailage de la poutre principale.....	138
Fig.V.04. Ferrailage de la poutre secondaire	139
Fig.V.05.disposition des voiles.	144
Fig.V.06. Ferrailage de la voile.....	148
Chap VI	
Fig.VI.01.schéma de radier	157
Fig.VI.02.schéma isostatique et sollicitons de les débords.	163



Fig.VI.03.sollicitation des nerverais (ELU).....	165
Fig.VI.04.sollicitation des nerverais (ELS).....	165
Fig.VI.05.sollicitation des nerverais (ELS).....	166
Fig.VI.6. Ferrailage du radier.....	168
Fig.VI.6. Ferrailage du Radier.....	169



Liste de tableau

ChapII
tab.II.1. Les resultat de prédimensionnement
Tab.II.2. charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.
TabII.3. charges permanents due la dalle de niveau étage courant.....
Tab.II.4. Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d’escalier.
Tab.II.5. Evaluation des charges permanentes dans le palier d’escalier.
Tab.II.6. Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs
Tab.II.7. Descente de charge pour poteau central B2.
Tab.II.8. Descente de charge pour poteau central C1.
Tab.II. 9. Descente de charge pour voile.
Chap III
Tab.III.1. Résultats final de sollicitations.
Tab.III.2.. Ferrailage terrasse.....
Tab.III.3. Ferrailage étage courant.....
Chap IV
Tab.IV.1.Tableau.4.2. RPA 99 :
Tab.IV.2 : coefficient d’accélération de zone donne par le (.).....
Tableau.IV.3 .valeurs des pénalitésPq
Tab.IV.4. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).
Tab.IV.5.Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante).
Tab.IV.6.Tableau 4.7 RPA99 p34 (valeurs de T ₁ et T ₂) :
Tableau.IV.7: Le poids total de la structure.
Tab.IV.8. Distribution horizontale.....
Tab.IV.9. Distribution horizontale.....
Tab.IV.10.Les Déplacements Du aux.....
Tab.IV.11. Les Déplacements Du aux.....
Tab.IV.12. Vérification a L’effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.
Tab.IV.13. Vérification a L’effet (P-Δ) < Sens Transversal >.....
Tab.IV.14. Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Tab.IV.15. Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX. 121



CHPAITRE I

Présentation du projet

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+8) à usage d'habitation. Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte. Le bâtiment est implanté à AIN DEFLA(les coumunes), C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone II_b).

❖ En élévation

Hauteur du RDC----- 3.06 m.

Hauteur d'étage courant----- 3.06 m.

Hauteur acrotère----- 0.60 m.

Hauteur totale (avec acrotère) ----- 28.14 m.

❖ En plan

Longueur en plan----- 24.1 m.

Largeur en plan----- 13.85 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- 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 91**.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR-B.C 2.2**)
- Les règles **BAEL 83**.

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 granulat.

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.

I.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 :

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

On peut alors évaluer la valeur de f_{c_j} 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 :

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 :

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} : \text{action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa} : \text{action accidentelles} \end{cases}$$

0.85 = coefficient réducteur

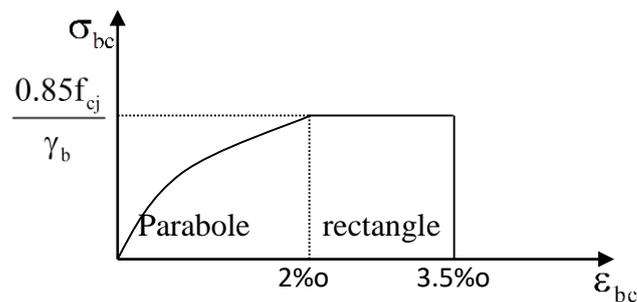


Fig. I.1.Diagramme de déformation-contraainte du béton (BAEL).

-Contrainte limite de cisaillement

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales)

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

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

- 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

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

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:

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

Pour : $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

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.

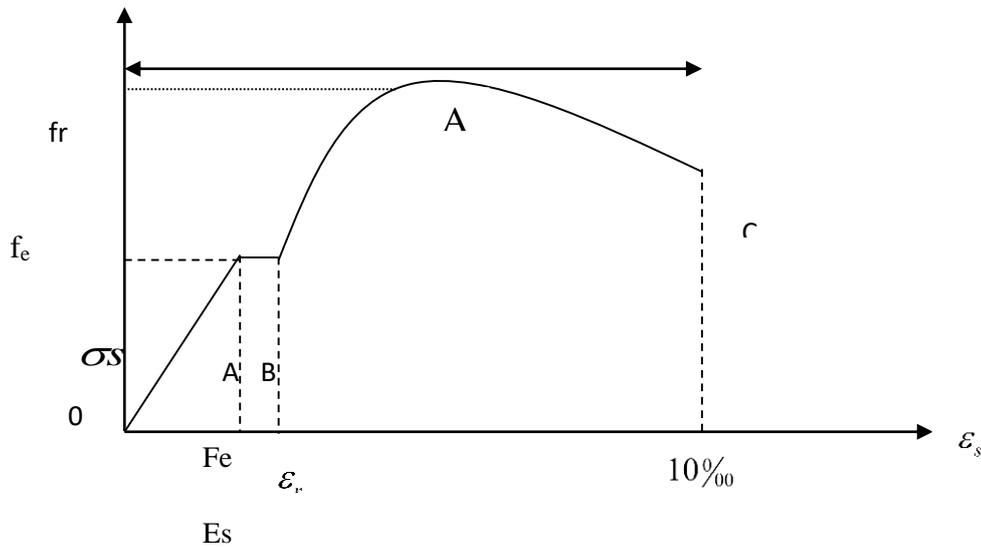


Fig.I.2.Diagramme Contrainte – déformation d'acier.

La droite OA est le domaine élastique avec : $\sigma = E_s \cdot \epsilon_s$

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)**

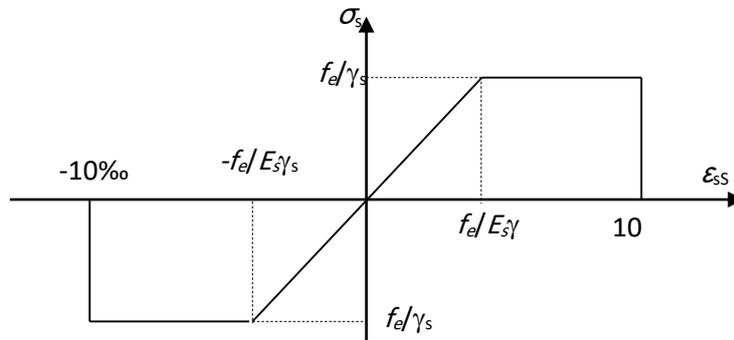


Fig. I.3.Diagramme Déformation - Contrainte d'acier.

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

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

- En fissuration très préjudiciable : il faut que

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

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
- $F_{C28} = 25MPa$
- $\sigma_{bc} = 14.2MPa$
- $F_{t28} = 2.1MPa$
- $E_{ij} = 32164.195MPa$
- $E_{vj} = 10818.78MPa$
- $\gamma_b = 1.5$

B) Acier :

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



CHPAITRE II

*Pré dimensionnement des
éléments*

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 → 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.

$$L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (500, 350) \Rightarrow L = 350 \text{ cm}$$

$$L = 350\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55\text{cm}.$$

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

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 :

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

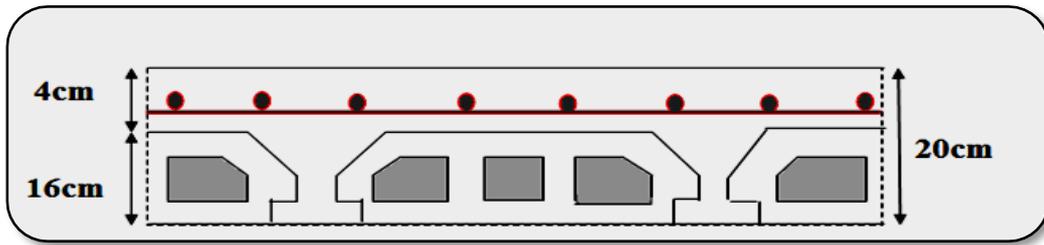


fig.II.1. Plancher à corps creux.

- **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 a considérer est une section en T

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

Soit : $b = 65$

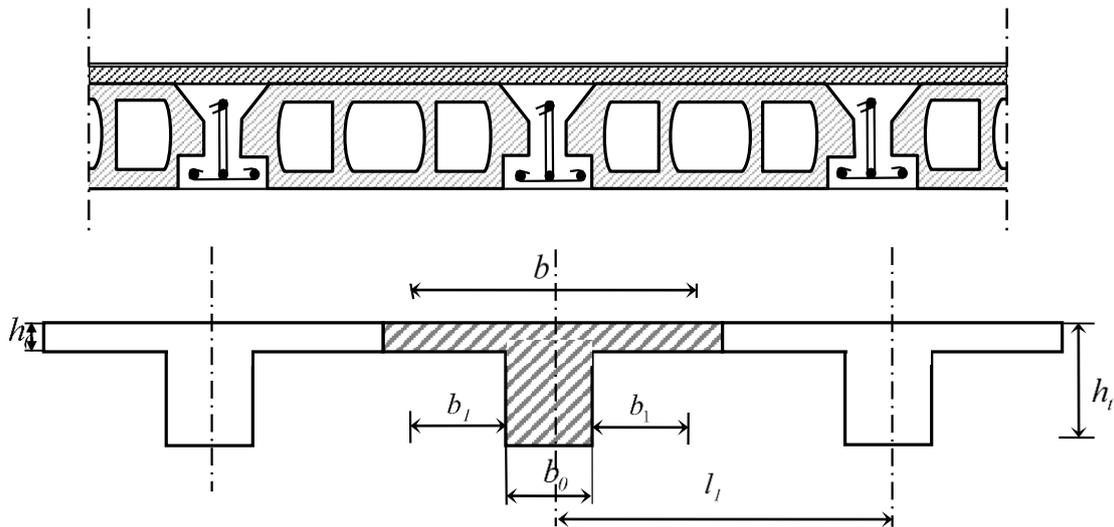


fig.II.2. schéma des poutrelles

II.2.2. 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.

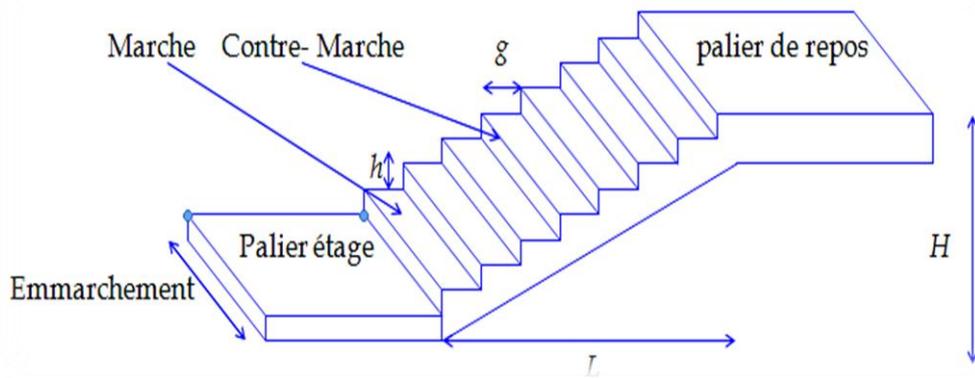


Fig.II.3.schéma d’Escalier.

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)

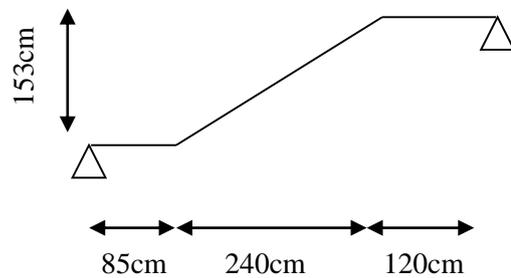


Fig.II.4.schéma isostatique d’Escalier.

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d’étage.

h : hauteur de la contre marche.

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

- Longueur de la volée :

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

- Inclinaison de la pailleasse :

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

H:hauteur d'étage = 3.06 m.

L:Longueur de la volée =2.40 m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- Epaisseur de la pailleasse :

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

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 285 \quad e = (9.5 \div 14.25) \text{ cm.}$$

Soit: $e = 14 \text{ cm.}$

II.2.4.L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encasté 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 $H = 60\text{cm}$.

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

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

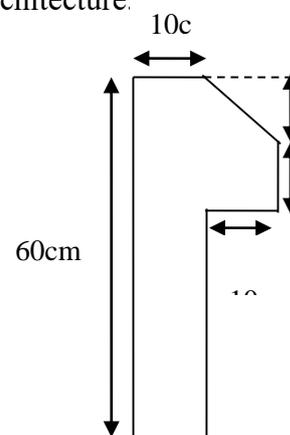


Fig.II.5. L'acrotère.

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.

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m.}$$

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

$$a \geq \max \left[\frac{261}{20}; 15 \text{ cm} \right]. \text{ RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max [13; 15 \text{ cm}].$$

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

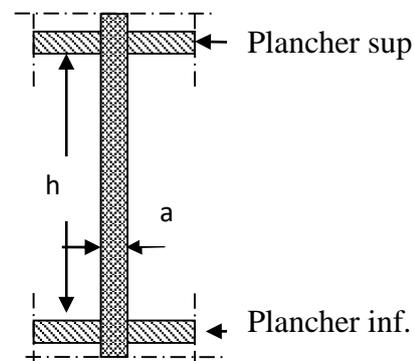


Fig.II.6. coupe verticale d'un voile.

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 :

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

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

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

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

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 :

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

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

$$L_{\max} = 500\text{cm}$$

$$33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } \mathbf{h = 45\text{cm}}$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

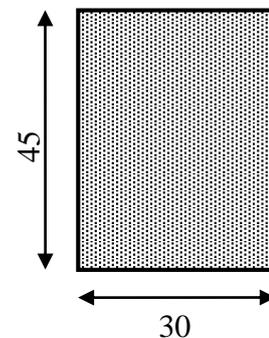


Fig.II.7. Poutre principale
(30×45)

Vérifications :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 45 > 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.50 < 4.00 \end{array} \right. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Remarque:

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = 30 \times 45\text{cm}^2$

II.3.2.2. Les poutres secondaires :

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

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

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

$$L_{\max} = 355\text{cm} \Rightarrow 23.66\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}.$$

On prend: $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

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

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

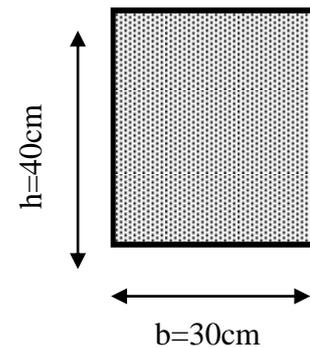


Fig.II.8. Poutre secondaire
(30x40)

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_b**

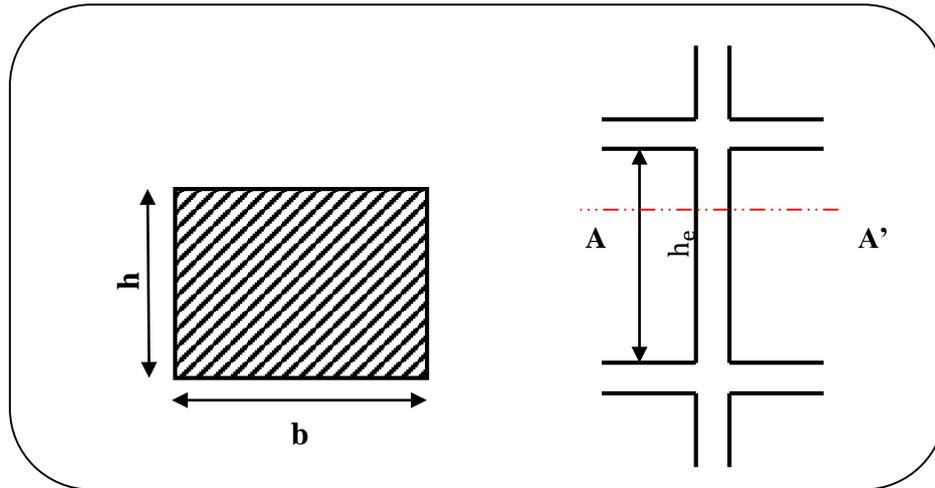


Fig. II.9: Coupe A-A' de section de poteau.

- Les exigences de RPA

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

On dimensionnée la section de poteaux par :

- 1) La condition de règle BAEL 91.
- 2) La condition de règle (RPA 99 v 2003).
- 3)

a. La condition de règle BAEL 91 :

Pour éviter le flambement des poteaux (Art 8.3.3)

$$l_f = 0.70 l_0$$

- l_0 : la hauteur d'étage.

- l_f : longueur de flambement.

Pour - le RDC ($l_0=3.06m$)

- L'étage ($l_0=3.06m$)



Max (λ_x, λ_y)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = 3,46 \times l_f / b \\ \lambda_y = 3,46 \times l_f / h \end{array} \right.$$

$$h = b \geq 3,46 \times l_f / 50$$

RDC et Etage :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 3,06 - 0,4 = 2,66m \\ l_f = 0,7 \times 2,66 = 1,862m \end{array} \right.$$

$$h = b \geq 3,46 / l_f \rightarrow h = b \geq 3,46 \times \frac{0,7 \times 306}{50} = 14,82cm$$

Donc : la condition c'est vérifiée.

On adopte section de (30x50) cm²

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25cm \longrightarrow 30 \geq 25cm \dots\dots\dots CV \\ \text{Min (b, h)} \geq 306 / 20 \longrightarrow 30 \geq 15,3 cm \dots\dots\dots C.V \\ 1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 0,6 < 4 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Alors la section de poteau pour tous les étages c'est : **(30x50) cm²**

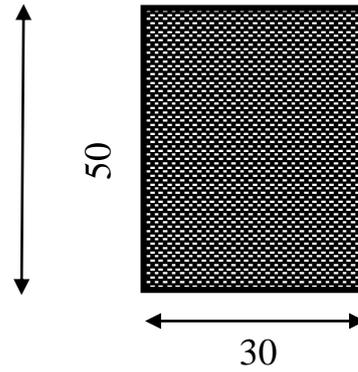


Fig.II.10.Section de poteau (30x50) cm²

II.4.Conclusion :

Eléments	Sections
	tous les étages
Poteaux	(30x50) cm ²
Poutre principale	(30x45) cm ²
Poutre secondaire	(30x40) cm ²
Voile	15 cm
Plancher	(16+4) cm

II.5. Descente de charge :

II.5.1.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.5.2.Evaluation des charges appliquées :

II.5.2.1.Plancher terrasse inaccessible :

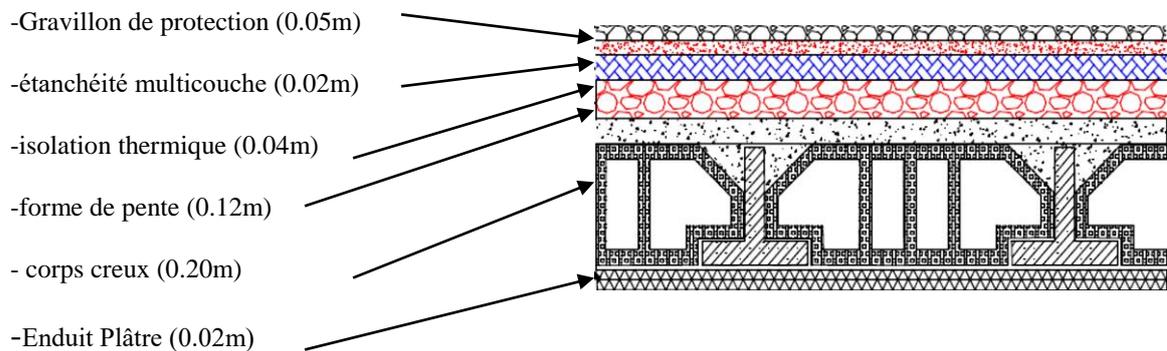


Fig.II.11. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique en daN/ m ³	"G"(daN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	2000	100
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	400	16
4	Forme de pente	0.12	2200	264
5	Plancher en corps creux	0.20	1400	280
6	Enduit de plâtre	0.02	1000	20

Tab II.01. charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$ $G = 692 \text{ kg/m}^2$.

II.5.2.2. Plancher courant à usage d'habitation :

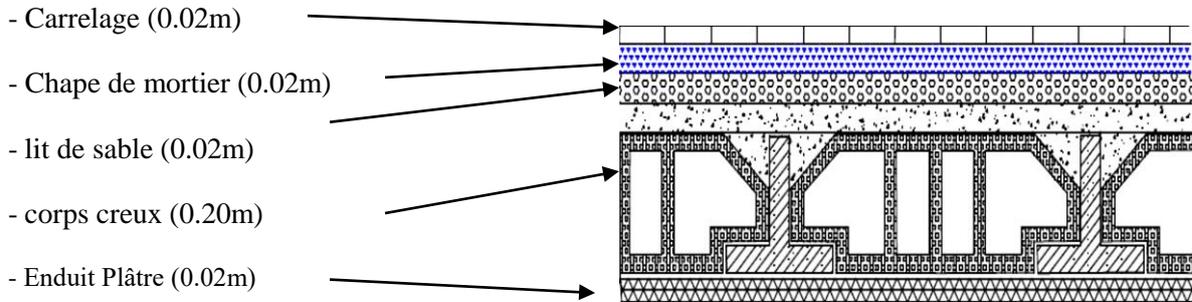


Fig.II.12. Schéma d'un plancher d'étage courant.

N°	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique en daN/ m ³	"G"(daN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher en corps creux	0.20	1400	280
5	Enduit plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons légères			100

Tab .II.02. charges permanents due la dalle de niveau étage courant.

$G = 520 \text{ kg/m}^2$. $Q = 150 \text{ kg/m}^2$

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.

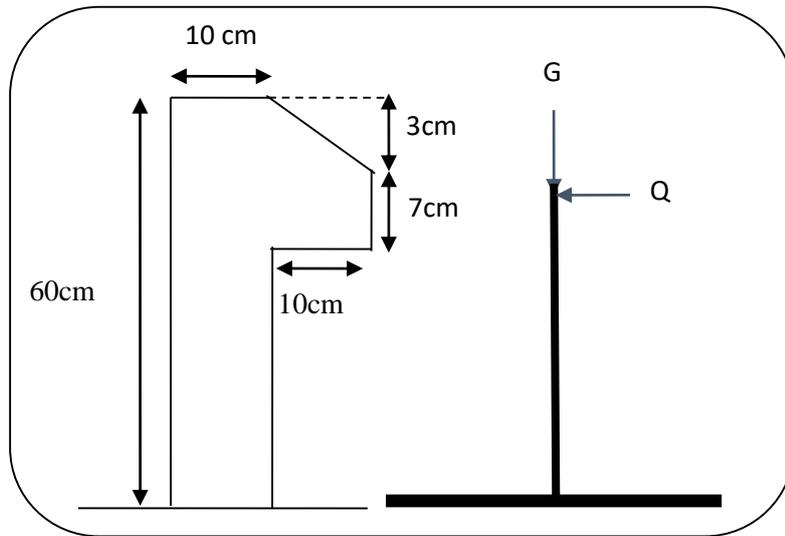


Fig. II.13. schéma de L'acrotère.

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

Surface:

$$S_T = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

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.5.2.4. 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	1100	0,17	187
4	Paillasse	2500	0,12/ cos α	356
	Enduit ciment	1800	0,02	36
				$\Sigma = 663$

Tab. II.03. Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.

Charge permanente : $G = 667 \text{ daN/ m}^2 \times 1 \text{ m} = 663 \text{ daN/ml}$

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. II.04. 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.2.5.Murs extérieurs :

	ρ	e	G(daN)
Enduit extérieur	1800	0.02	36
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1000	0.02	20

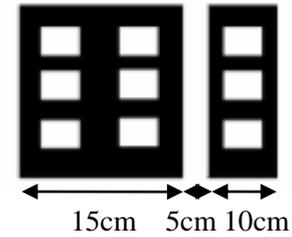


Fig.II.14.schéma des murs extérieurs.

Tab. II.05 Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs

$$G = 281 \text{ daN/m}^2.$$

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.5.2.3. Descente des charges :

Pour un poteau rectangulaire central B5 :

La surface afférente pour la charge permanente:

$$S_g = (1.60 + 1.575) \times (2.25 + 1.975) = 13.41 \text{ m}^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation:

$$S_{q_0} = (1.60 + 1.575 + 0.30) \times (2.25 + 1.975 + 0.30) = 15.72 \text{ m}^2$$

$$S_{q_1} = 15.72 - (0.40 \times 0.40) = 15.57 \text{ m}^2$$

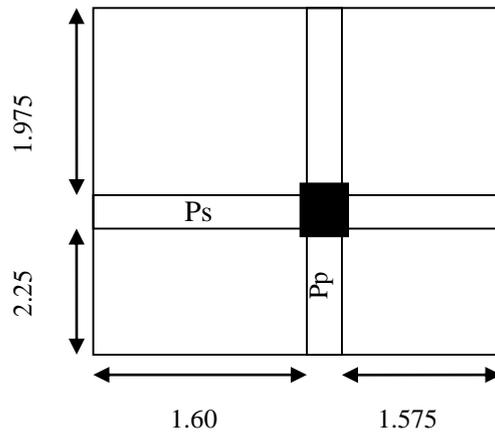


Fig.II.15.Coupe A-A'

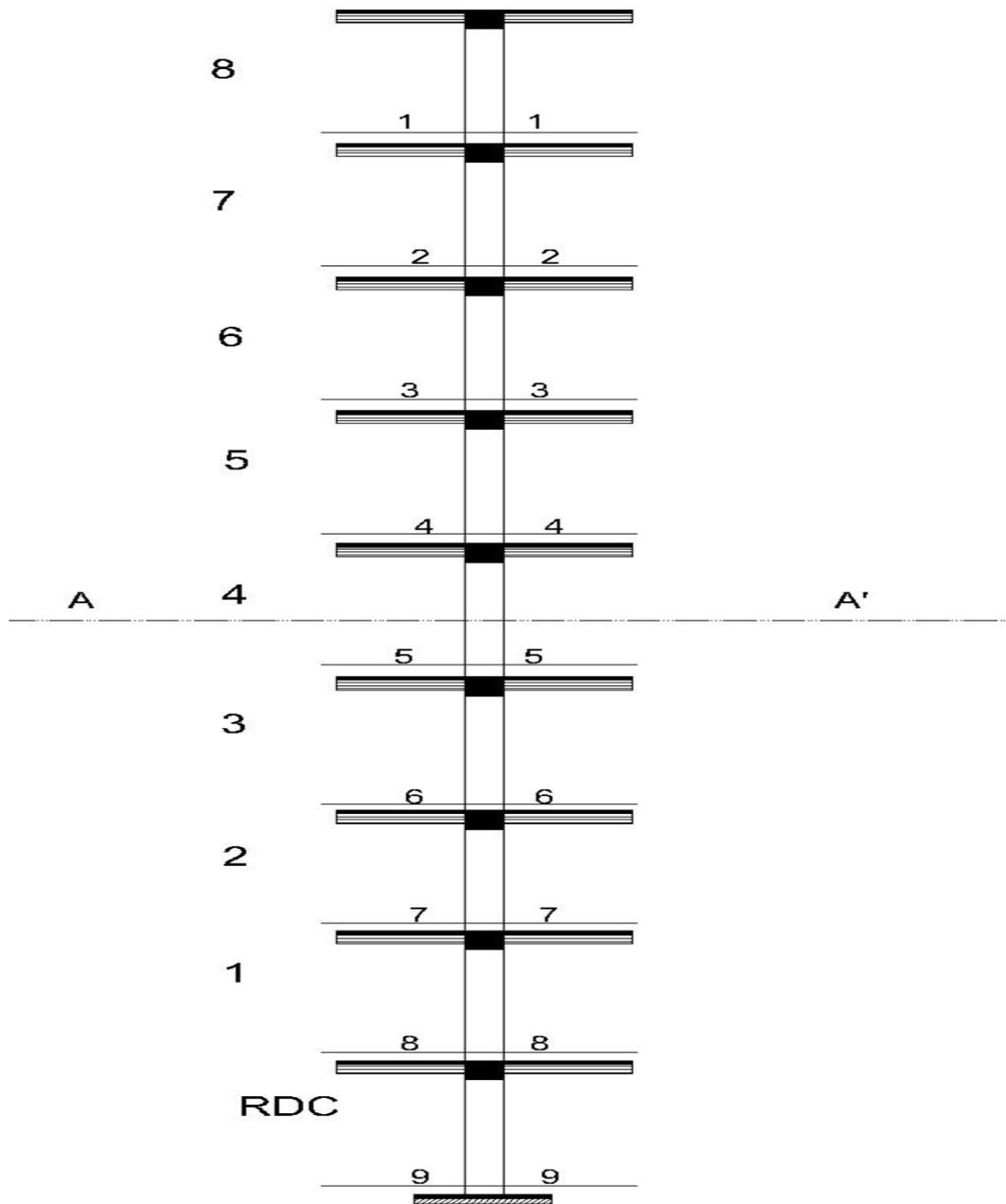


Fig.II.16.Coupe vertical du poteau .

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = 6.92×13.41	92.8	
	poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.32 \times 25$ poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.075 \times 25$ Poteau = $0.30 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$ surcharge= 1×15.72	14.58 9.225 11.47	15.72
	Total	128.34	15.72
2-2	venant 1 – 1	128.34	15.72
	Plancher étage courant = 5.20×13.41 poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.32 \times 25$ poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.075 \times 25$ Poteau = $0.30 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$ surcharge= 1.5×15.57	69.73 14.58 9.225 11.47	23.35
	Total	233.34	39.07
3-3	venant 2 – 2	233.34	39.07
	Plancher étage courant = 5.20×13.41 poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.32 \times 25$ poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.075 \times 25$ Poteau = $0.30 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$ surcharge= $0.9 \times 1.5 \times 15.57$	69.73 14.58 9.225 11.47	21.01
	Total	338.34	60.08
4-4	venant 3 – 3	338.34	60.08
	Plancher étage courant = 5.20×13.41 poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.32 \times 25$ poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.075 \times 25$ Poteau = $0.30 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$ surcharge= $0.8 \times 1.5 \times 15.57$	69.73 14.58 9.225 11.47	18.68
	Total	443.34	78.76
5-5	venant 4 – 4	443.34	78.76
	Plancher étage courant = 5.20×13.41 poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.32 \times 25$ poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.075 \times 25$ Poteau = $0.30 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$ surcharge= $0.7 \times 1.5 \times 15.57$	69.73 14.58 9.225 11.47	16.34
	Total	548.34	95.1
6-6	venant 5 – 5	548.34	95.1
	Plancher étage courant = 5.20×13.41 poutre principal = $0.30 \times 0.45 \times 4.32 \times 25$ poutre secondaire = $0.30 \times 0.40 \times 3.075 \times 25$ Poteau = $0.30 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$ surcharge= $0.6 \times 1.5 \times 15.57$	69.73 14.58 9.225 11.47	14.01

	Total	653.34	109.11
7-7	venant 6 – 6	653.34	109.11
	Plancher étage courant = 5.20×13.41	69.73	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.32×25	14.58	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.075×25	9.225	
	Poteau = 0.30×0.50×3.06×25	11.47	
	surcharge= 0.5×1.5×15.57		11.68
	Total	758.34	120.79
8-8	venant 7 – 7	758.34	120.79
	Plancher étage courant = 5.20×13.41	69.73	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.32×25	14.58	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.075×25	9.225	
	Poteau = 0.30×0.50×3.06×25	11.47	
	surcharge= 0.5×1.5×15.57		11.68
	Total	863.34	132.47
9-9	venant 8 – 8	863.34	132.47
	Plancher étage courant = 5.20×13.41	69.73	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.32×25	14.58	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.075×25	9.225	
	Poteau = 0.30×0.50×3.06×25	11.47	
	surcharge= 0.5×1.5×15.57		11.68
	Total	968.34	144.15

Tab. Descente de charge pour poteau central B5.

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

$$N_u = 1.35 \times 968.34 + 1.5 \times 144.15 = 1523.48 \text{ KN}$$

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

$$N_{ser} = 968.34 + 144.15 = 1112.49 \text{ KN}$$

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 : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

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

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

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

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

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 3,06}{0,30} = 24,73$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 14,84$$

$$\lambda = 18,55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{24,73}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,77$$

✓ **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 périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (50-2) \times (30-2) = 1344 \text{ cm}^2.$$

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

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

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

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{aligned} \frac{0,2bh}{100} &= \frac{0,2 \times 500 \times 300}{100} = 300 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} &= 8 \frac{(500+300)}{100} = 64 \text{ mm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.9 \% B \text{ (zone II}_b\text{) RPA 99 (ART.7.4.2.1)}$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100} (500 \times 300) = 1350 \text{ mm}^2$$

Alors : $A = \max (300, 1350) = 1350 \text{ mm}^2$

$$N_u = 0.77 \times \left\{ \frac{134400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1350 \frac{400}{1.15} \right\}$$

$$\bar{N} = N = 2278.00966 \text{ KN} ; N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 968.34 + 1.5 \times 144.15 = 1523.48 \text{ KN}$$

$$\bar{N} > N_u = 1523.48 \text{ KN} \dots\dots\dots$$

Condition vérifié

N_u (KN)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	condition
1523.48	300	1350	1350	134400	2278.01	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 :

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

N_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)

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 968.34 + 144.15 = 1112.49 \text{ KN} = 1.11249 \text{ MN}$$

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 30$$

$$v = \frac{1.11249}{0.50 \times 0.30 \times 25} = 0.296 < 0.30 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (50×30) cm²

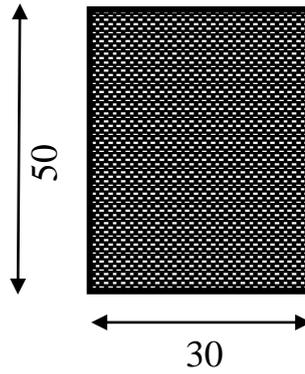


Fig.II.17.poteau 30*50



CHPAITRE III

Calcul des éléments

III les elements secondaires

III.1. Les Escaliers :

III.1.1. 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.1.2. 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 étage RDC et courant :

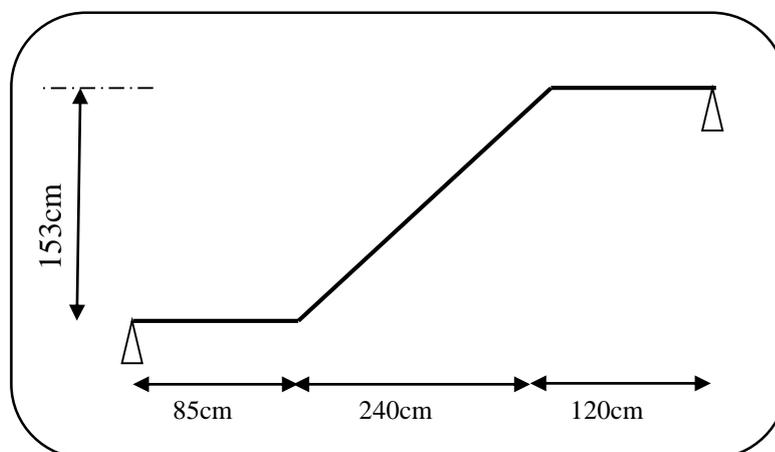


Fig.III.1. Schéma de volée de l'escalier étage courant.

III.1.3. Evaluation des charges :

- Charges et surcharges:

A. Palier: Tab. III.1. les charges et surcharges de palier

	γ (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/m²)	
Q =	250	(kg/m²)	

B. Paillasse: Tab. III.2. les charges et surcharges de paillasse

	γ (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	0,14/ cos α	356
Enduit ciment	1800	0,02	40
G =	663	(kg/m²)	
Q =	250	(kg/m²)	

- **Combinaisons d'action :**

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

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

Tab. III.3. les charges et surcharges à l'ELS et L'ELU

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	10905	12700,5
ELS	7800	9130

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

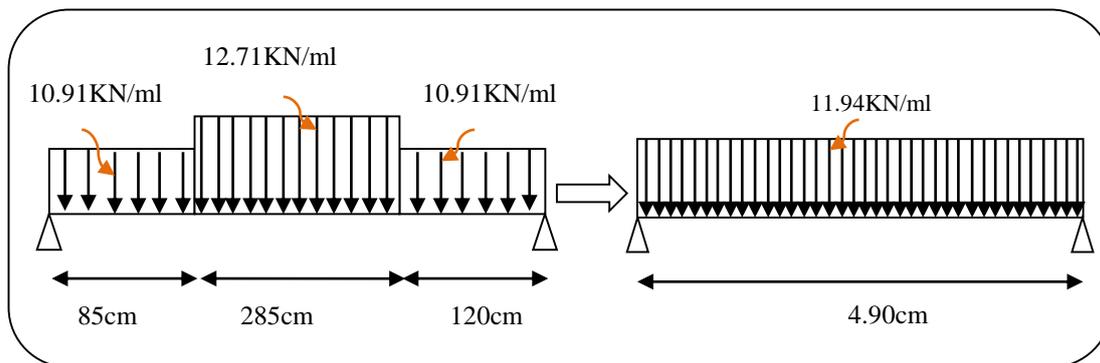


Fig.III.2.schéma statique de volée a ELU

Moments et Effort Tranchants :

$$q_{eq} = 11.94 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_0 = 35.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0 = 10.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 30.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{11.90 \times 4.45}{2} = 29.25 \text{ KN}$$

à l'ELS :

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

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

$$q_{eq} = 8.57 \text{ kN/ml}$$

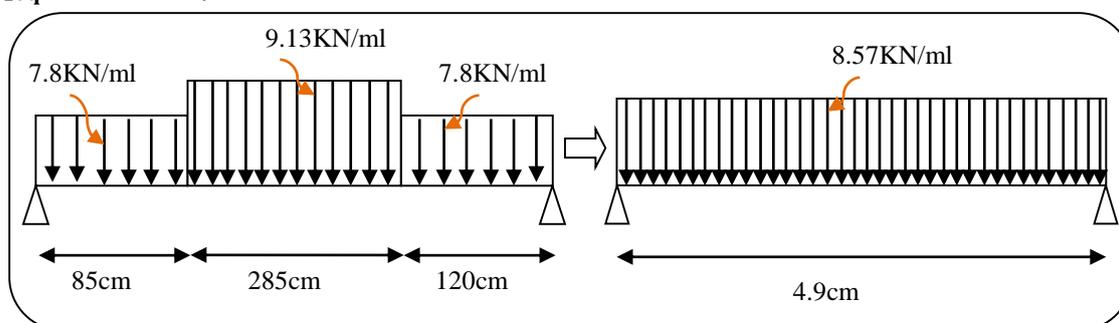


Fig.III.3.schéma statique de volée a ELS

Moments et Effort Tranchants :

$$q_{eq} = 8.57 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_0 = 25.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0 = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 21.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s = \frac{q_{eq} \times l}{2} = 21 \text{ KN}$$

Tab.III.4. moments et les efforts tranchants

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	11.94	35.83	10.75	30.46	29.25
ELS	8.57	25.73	7.72	21.87	21

III.1.4. Calcul de ferrailage :

1.4.1. Armatures longitudinales:

- E.L.U :

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

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

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

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

Tab.IV.5. armatures langitudinale à l'ELU

	M_u (N.m)	μ	α	B	A cal (cm²)
Travée	30460	0,168	0.231	0,907	8.54
Appuis	10750	0,059	0,076	0,969	2.82

- 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 :

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

Tab.III.6. armatures longitudinale à l'ELS

	A	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.231	30460	21870	1.39	25	0.446	c.verifier
Sur appuis	0.076	10750	7720	1.39	25	0.446	c.verifier

• **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)

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

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

Tab.III.7. armatures longitudinale

	A_u (cm²)	A¹_{min} (cm²)	A²_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{adp} (cm²)
Appuis	2.82	1.36	1.4	2.82	3.39=3T12
Travée	8.54	1.36	1.4	8.54	9.24=6T14

1.4.2. les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Tab.III.8. armatures de repartitions

Elément	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	2.36	0.85	3T8 = 1.51 cm ²
Travee	7.70	2.31	3T10 = 2.36cm ²

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

a- Armatures longitudinales :

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

$$\text{-Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (56 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

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

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

$$T_u = 29.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{229.25 \times 10^3}{1000 \times 113} = 0.259 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$\tau_u = 0.259 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition .Vérifiée)}$$

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

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{14}{445} = 0.031 \leq \frac{30460}{10 \times 35830} = 0.078 \rightarrow (cnv)$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 11.3} = 0.0082 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \rightarrow (cnv)$$

$$3/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{445} = 0.031 \leq 0.0625 \rightarrow (cnv)$$

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 ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 9.24 \times 11.3}{100 \times 14 + 15 \times 9.240} = 7.39 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 14 - 7.39 = 6.61 \text{ cm}$

$$\delta = d - Y_G = 11.3 - 7.39 = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{100 \times 14^3}{12} + 100 \times 14 \times \left[\left(\frac{14}{2} \right) - 7.39 \right]^2 + 15 \times 7.70 \times (11.3 - 7.39)^2$$

$$I_0 = 24839.51 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{9.24}{11.3 \times 100} = 0.0082$$

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

$$\lambda_v = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2+3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2+3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0082} = 2.56 \longrightarrow \lambda_v = 2.56$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2+3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2+3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0082} = 1.03 \longrightarrow \lambda_v = 1.03$$

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.

$$g = \frac{(5300 \times 0.85) + (6630 \times 2.85) + (5300 \times 1.2)}{(0.85 + 2.85 + 1.2)} = 6073.57 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(3500 \times 0.85) + (5430 \times 2.85) + (3500 \times 1.2)}{(0.85 + 2.85 + 1.2)} = 3886.84 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6073.57 + 2500 = 8573.57 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6073.57 \times 4.9^2}{8} = 15494.1 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 3886.84 \times 4.9^2}{8} = 9915.57 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8517.3 \times 4.9^2}{8} = 21871.71 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes de 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 :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.82$$

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

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.82 \Rightarrow \beta_1 = 0.879$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{9915.57 \times 10^3}{0.879 \times 924 \times 113} = 195.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{15494.1 \times 10^3}{0.879 \times 924 \times 113} = 168.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{21871.71 \times 10^3}{0.879 \times 924 \times 113} = 238.31 \text{ MPa}$$

Calcul de coefficient (μ):

$$u \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{100 \times 11.3} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \rightarrow (cnv)$$

$$u_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0082 \times 168.88 + 2.1} = 0.481$$

$$u_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0082 \times 195.26 + 2.1} = 0.432$$

$$u_\rho = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^\rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0082 \times 238.31 + 2.1} = 0.371$$

Calcul des inerties :

$$I_{F_v^g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 24839.51}{1 + 1.03 \times 0.481} = 18271.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i^g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 24839.51}{1 + 1.03 \times 0.481} = 12245.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v^\rho} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_\rho} = \frac{1.1 \times 24839.51}{1 + 2.56 \times 0.371} = 14013.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v^j} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 24839.51}{1 + 1.03 \times 0.432} = 14013.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v^j} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 24839.51}{1 + 1.24 \times 0.67} = 14924.33 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

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

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

$$F_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v^g}} = \frac{15494.1 \times 4.90^2 \times 10^4}{10 \times 10818.7 \times 18271.31} = 1.88 \text{ cm}$$

$$F_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{F_i^g}} = \frac{15494.1 \times 4.90^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 12245.21} = 0.94 \text{ cm}$$

$$F_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v^j}} = \frac{9915.57 \times 4.90^2 \times 10^4}{10 \times 10818.7 \times 14924.33} = 1.47 \text{ cm}$$

$$F_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{F_i^p}} = \frac{21871.71 \times 4.90^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 14013.76} = 1.16 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche Totale:

$$\Delta f_t = F_v^g - F_v^j + F_i^p - F_i^g < f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 1.88 - 1.47 + 1.16 - 0.94 = 0.63 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.63 \text{ cm} < f_{adm} = 0.98 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée.

4.4.10 Schéma de ferrailage :

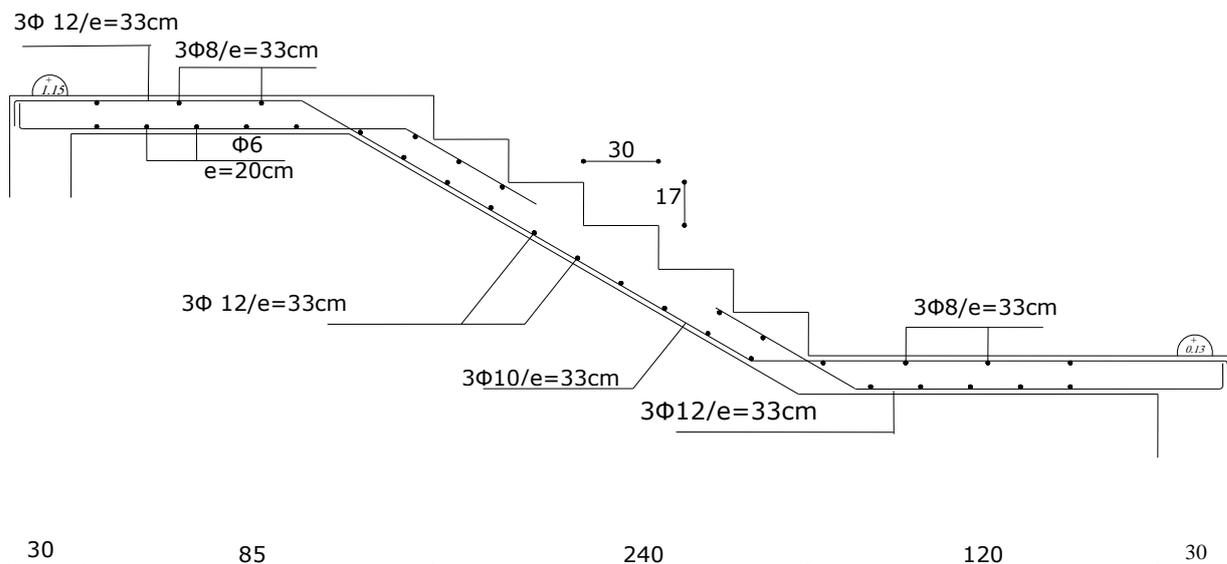


Fig.III.4.ferrailage de l'escalier

III.2.Calcul de la poutre palière :

IV.2.1. 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.2.2. Pré dimensionnement :

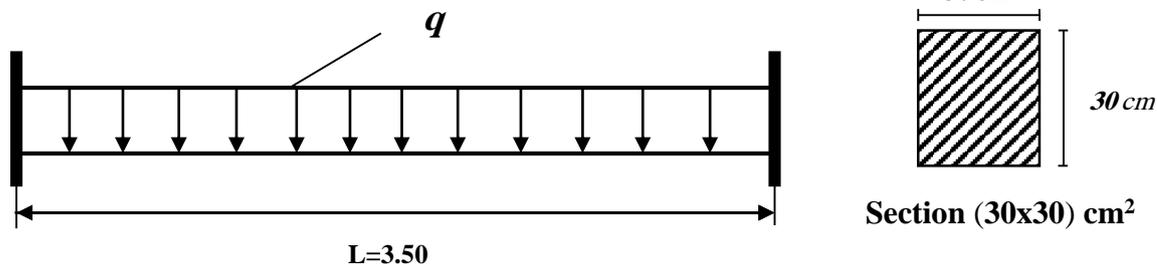


Fig. III.5. Schéma de poutre de palier.

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

$$h \geq (23.33 \div 35)$$

Alors on prend : $h = 30\text{ cm}$; $b = 30\text{ cm}$

- Selon RPA 99 :

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 = 1 < 4 \rightarrow (c.v).$$

III.2.3. Evaluation des charges :

- poids propre: $g = (0.30 \times 0.30) \times 25000 = 2250\text{ N/ml}$

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

- Poids de la paille : $= 6630\text{ N/ml}$

- Réaction d'escalier ou niveau du palier :

$$p = \frac{p_{eq} \times l}{2} = \frac{11880 \times 3.50}{2} = 20790\text{ N/ml}$$

- la surcharge :

$$q = \frac{q \times l}{2} = \frac{2500 \times 3.50}{2} = 4375\text{ N/ml}$$

- Poids du mur :

$$g_m = 1.23 \times 3.50 \times 281 = 1209.71 \text{ N/ml}$$

III.2.4. Calcul de la poutre en flexion :

4-1- Combinaisons d'actions :

$$\text{E.L.U} \rightarrow P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 39299.61 \text{ N/ml}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow P_{ser} = g + P + g_m + q = 28624.71 \text{ N/ml}$$

4-2- Les sollicitations :

- En appui

$$\text{E.L.U} : M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 39299.61 \times \frac{(3.50)^2}{12} = 40118.34 \text{ N.m}$$

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24} = 39299.61 \times \frac{(3.50)^2}{24} = 20059.17 \text{ N.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 39299.61 \times \frac{3.50}{2} = 68774.32 \text{ N.m}$$

$$\text{E.L.S} : M_a = P_s \times \frac{L^2}{12} = 28624.71 \times \frac{(3.50)^2}{12} = 29221.06 \text{ N.m}$$

$$M_t = p_s \times \frac{L^2}{24} = 28624.71 \times \frac{(3.50)^2}{24} = 14610.53 \text{ N.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 28624.71 \times \frac{3.50}{2} = 50093.24 \text{ N.m}$$

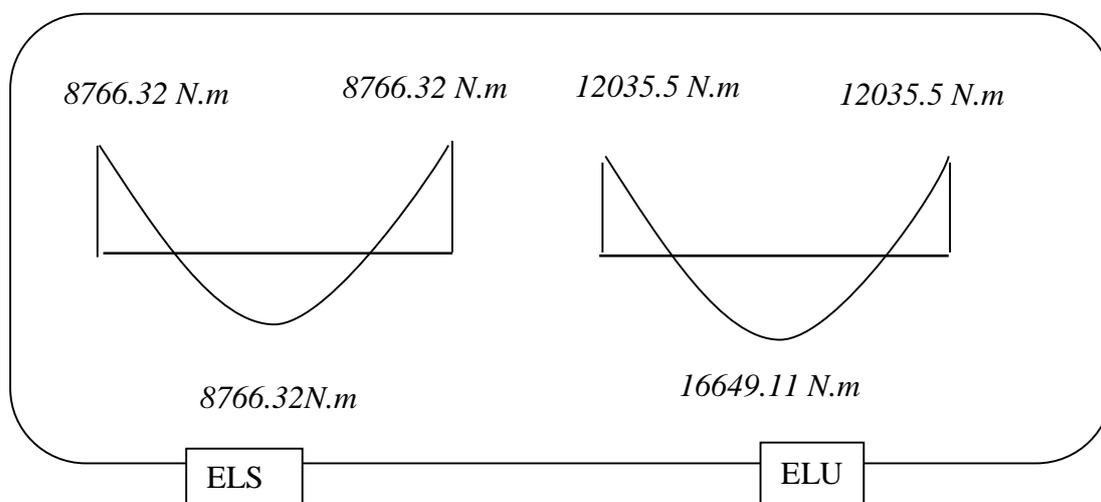


Fig. III.6. Schéma de moment de poutre palier.

III.2.5. Calcul de ferrailage :

- **ELU :**

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

$e = 1 \text{ cm} \Rightarrow c = 4 \text{ cm} \rightarrow d = h - c \Rightarrow 30 - 4 = 26 \text{ cm}$

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

Tab.III.9. ferrailage de poutre palier à l'ELU

Elément	M_u	μ	μ_l	α	β	A_{cal}
Appui	12035.16	0.042	0.392	0.053	0.979	1.36
Travée	16649.11	0.058	0.392	0.075	0.970	1.90

- **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 *FeE400*: Donc la

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

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

Elément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	12035.5	7866.32	1.35	0.053	0.52	cv
Travée	16649.11	8766.32	1.90	0.068	0.7	cv

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e}$. $A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$.

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

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

$A_{min}^1 \geq 0.001 \times 30 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

-Pourcentage minimal : RPA 99 (Art .7.5.2.1)

$$A_{\min}^{RBA} = 0.5\% b \times h = \frac{0.5}{100} \times 30 \times 30 = 4.5\text{cm}^2$$

Tab.III.10. ferrailage de poutre palier sur le travée et l'appui

Elément	A_{cal}	A_{\min}	A'_{\min}	A_{\min}^{RBA}	A_{\max}	A_{ado}
Appui	2.26	1.09	0.9	4.5	4.5	3HA14=4.62
Travée	2.26	1.09	0.9	4.5	4.5	3HA14=4.62

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{68774.32}{300 \times 260} = 0.88 \text{ MPa} .$$

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

$$\tau_u = 0.88 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} .$$

IV.2.6. Calcul de la poutre à la torsion :

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

$$M_t = M_a (\text{Escalier}) = 8820 \text{ N.m}$$

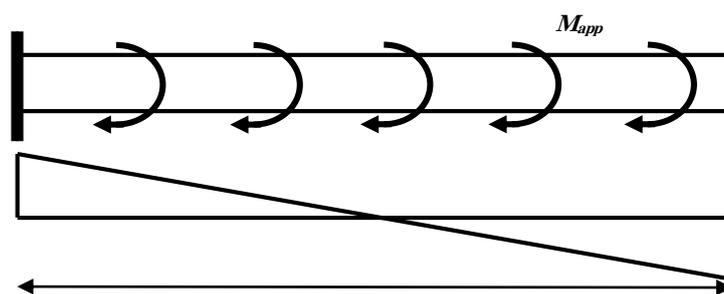


Fig.III.7. schéma de poutre à la torsion.

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

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

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

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire de contour à nu épaisseur

$$\Omega : (h - b_t) (b - b_t) = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

moment de torsion (T_u) $T_u = 68774.32 \text{ N.m}$

$$\Rightarrow \tau_{uv} = \frac{68774.32}{2 \times 625 \times 5} = 1.1 \text{ MPa}$$

- Résistance en torsion et flexion

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

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (1.1)^2 + (0.88)^2 = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 10.56 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

- Les armatures longitudinales :

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

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{100 \times 6877.432}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 1.58 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6877.432 \times 15}{2 \times 625 \times 348} = 0.237 \text{ cm}^2$$

- Section minimale des armatures : BAEL 91

$$1) \frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.58 \times 400}{5 \times 100} = 1.26 \text{ MPa} > 0.4 \rightarrow \text{c.v}$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.237 \times 400}{5 \times 15} = 1.26 \text{ MPa} > 0.4 \rightarrow \text{c.v}$$

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

$$I = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

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

L:longueur de la poutre L= 3.50m

P= P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 33721.51 N/mℓ=3372.151 daN/ml

Donc :

$$f = \frac{3929.961 \times 350}{348 \times 3.2 \times 10^5 \times 67500} = 0.74 \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{1000} + 0.5 = 0.83 \text{ cm} \Rightarrow \text{cv}$$

Etat limite de deformation :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.50} = 0.086 \geq 0.0041 \rightarrow \text{c.v}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{100 \times 26} = 0.00178 \leq 0.0105 \rightarrow \text{c.v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.4}{3.50} = 0.086 \geq 0.0625 \rightarrow \text{cv}$$

- **Les armatures totales :**

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

En travée:

➤ **Nappe inférieure :** $A_\ell^{\text{tot}} = A_\ell^{\text{fl}} + \frac{A_\ell^{\text{tor}}}{2} = 4.5 + (1.58/2) = 6.75 \text{ cm}^2$

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

En appui :

➤ **Nappe supérieure :** $A_\ell^{\text{tot}} = A_\ell^{\text{fl}} + \frac{A_\ell^{\text{tor}}}{2} = 4.5 + (1.58/2) = 6.75 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t^{tot} = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35}; 1.4_l; \frac{30}{10} \right) = 1.14 \text{ cm soit : } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

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

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

$$S_t \leq \min (30/4; 14.4) = 7.5 \text{ cm}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

- ❖ Dans la zone courante:

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $S_t' = 10 \text{ cm}$

La longueur da la Zone nodale : Soit $L' = 2 \times h = 60$

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

$$S_t \leq \min (0.9d ; 30 \text{ cm}) = 23.4 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15$$

- RPA 99version2003: (art 7.5.2.2) page 53

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (1.1 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235_e} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{RPA} = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

- Armatures transversales :

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 2.93 \text{ cm}^2$$

Donc soit : 4HA10=3.14cm²

- **État limite de déformation :**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0.086 \geq 0.0625 (\text{C. V})$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.86 \geq 0.041 \quad (\text{C.V})$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 26} = 0.0102 \leq 0.0105$$

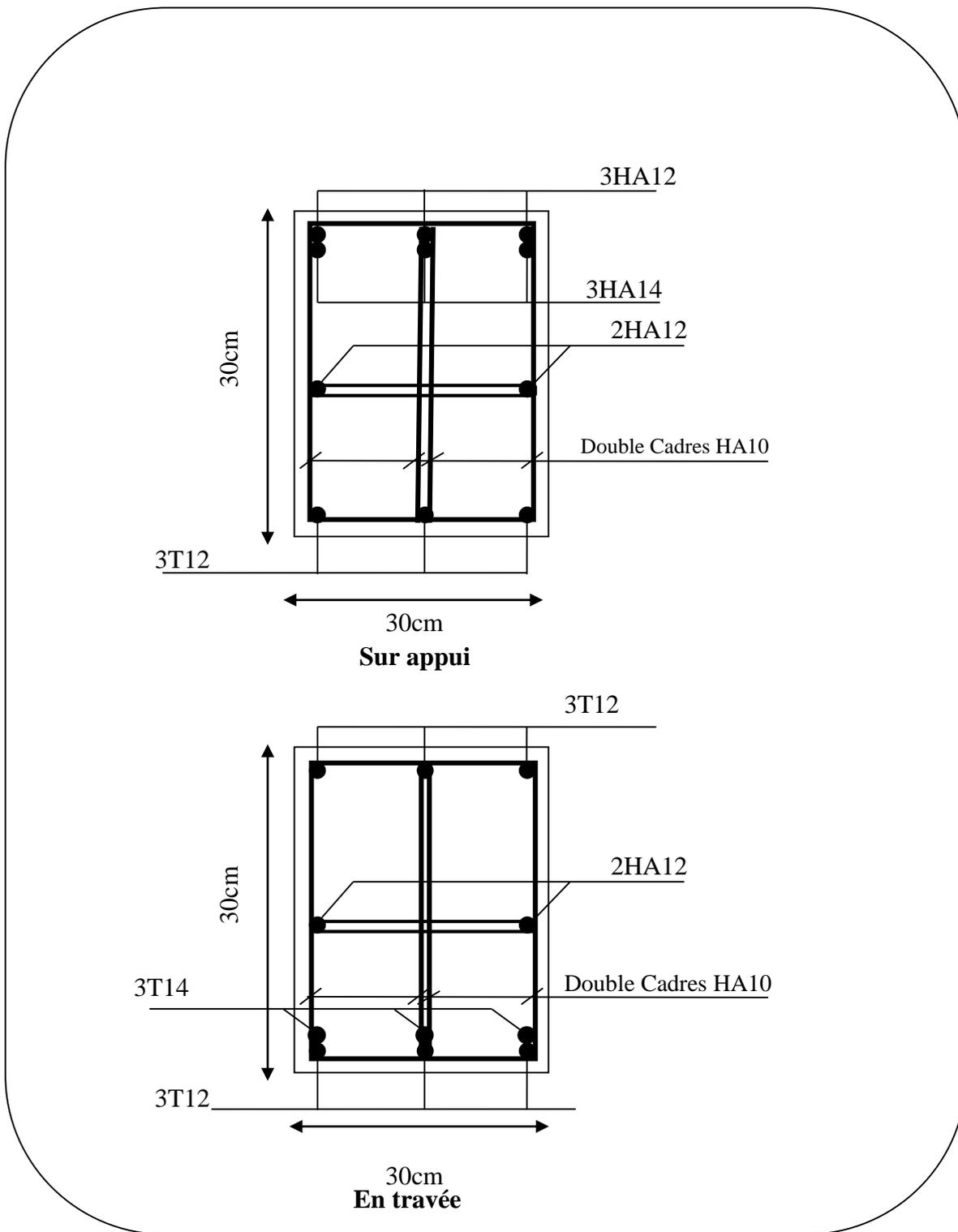


Fig.III.8.Ferraillage de poutre palière.

III.3.L'Acrotère

III.3.1.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.3.2.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.

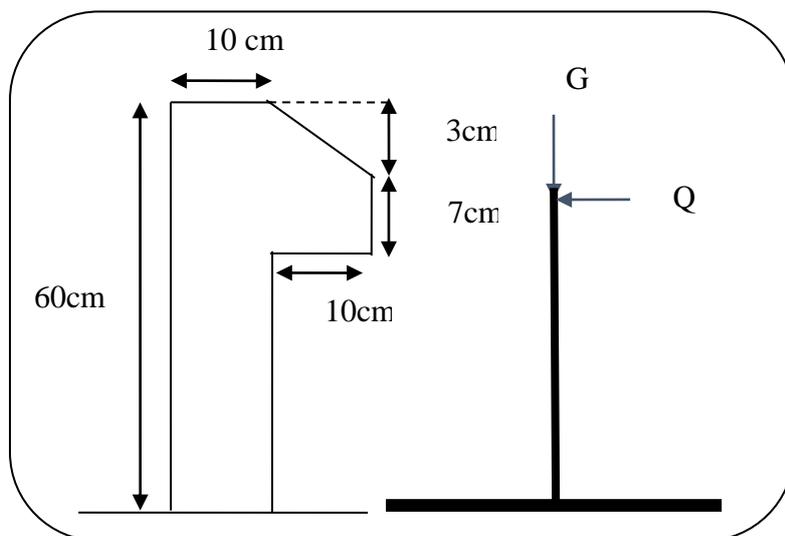


Fig. III.9.schéma de L'acrotère.

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

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 (II_b) donc :

$A = 0.20$ selon RPA 99 /vers 2003 le tableau 4.1

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 1096 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1096 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 109.6 \text{ daN/ml}$$

$$M_Q = 1096 \times 0.6 = 657.6 \text{ N.m}$$

$$\text{D'une force tranche } T_\mu = Q = 1096 \text{ N}$$

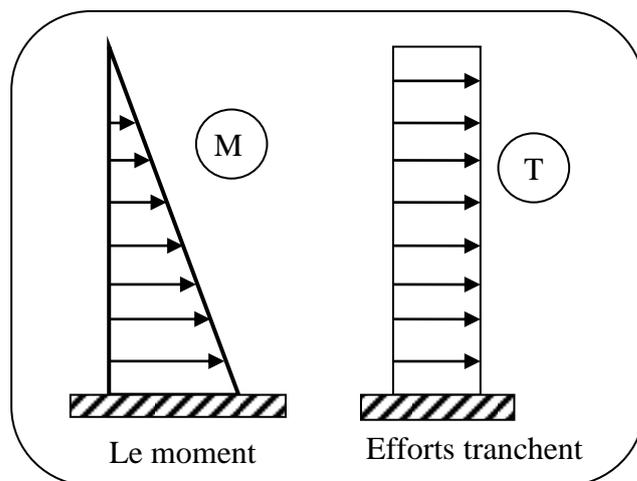


Fig.III.10.Schéma de sollicitations de l'acrotère

Sollicitation:

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

$$M = q \times h = 109.6 \times 0.6 = 65.76 \text{ kg.m}$$

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

$$T = q = 109.6 \text{ kg.}$$

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.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 657.6 = 986.4 \text{ N.m}$$

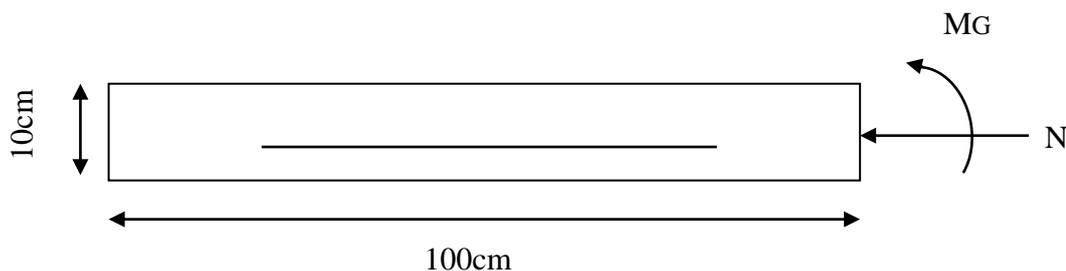
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1096 = 1644 \text{ N/ml}$$

E.L.S:

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

$$M^{\text{ser}} = M = 657.6 \text{ N.m}$$

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 :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{986.4}{1712.5} = 0.58 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.58 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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 :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 986.4 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1020.65 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1020.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0146 < \mu l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.018$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.992$$

$$A_1^u = \frac{1020.65}{348 \times 0.992 \times 7} = 0.42 cm^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

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

$$A = 0.422 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.373 cm^2$$

Tab III.11. armatures longitudinale

$M_1(N.m)$	μ	α	β	$A_1 (cm^2)$	$A (cm^2)$
1020.65	0.0134	0.018	0.992	0.422	0.373

E.L.S :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{serv}}{N_{serv}} = \frac{657.6}{1712.5} = 0.38m$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_{serv} = M_{ser} + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 657.6 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 691.85 N.m$$

$$\mu = \frac{Ms}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{691.85}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0007 < \mu l = 0.392$$

$$\mu = 0.0007 \quad \beta = 0.956 \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 MPa$$

$$\sigma_b = 1.91 MPa < \bar{\sigma}_b^{-1} = 0.6f_{c28} = 15 MPa \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^u = \frac{691.85}{0.956 \times 201.63 \times 7} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section à la flexion composée :

$$\Rightarrow A_{ser}^1 = A_{ser} - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s} = 0.51 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$

On adopte : $A^l = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$.

Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1096 \times 1.5 = 1644 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1644}{1000 \times 70} = 0.0234 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0234 \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures De Répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^l = (0.35 \div 0.705).$$

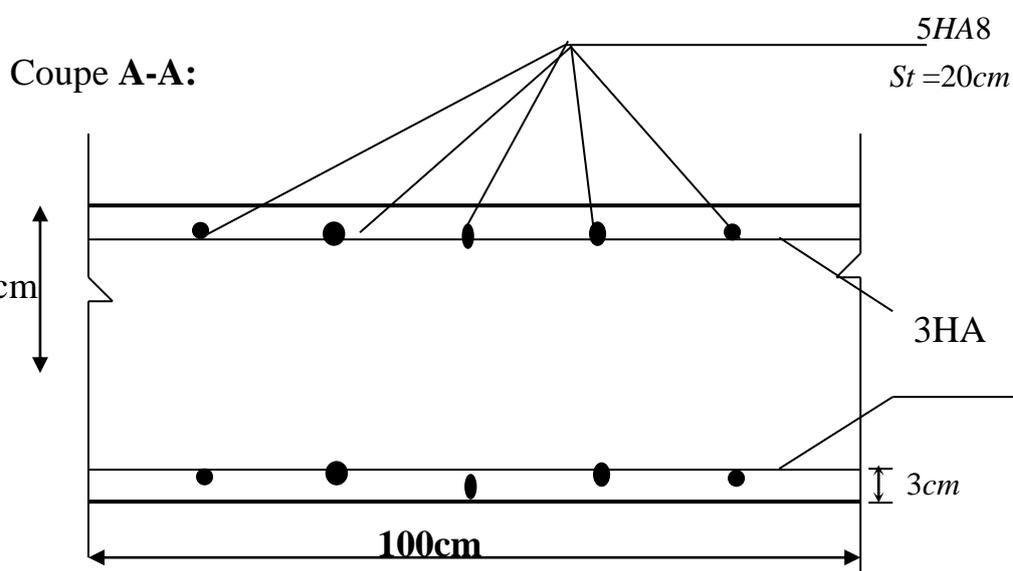
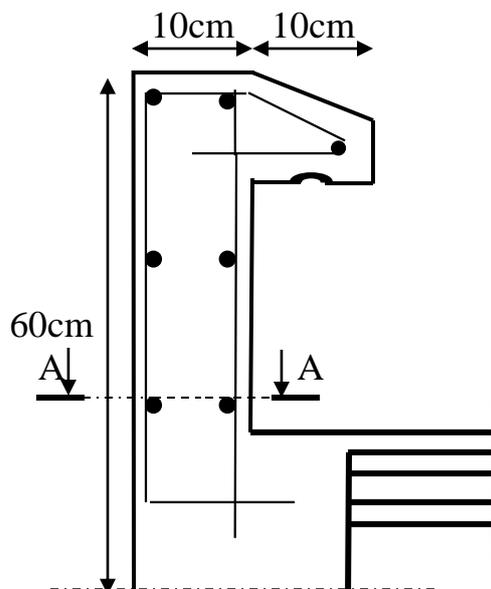
On adopte : $A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

Espacement Des Armatures :

$$A_{\ell} = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \phi 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Schéma du ferrailage :



6

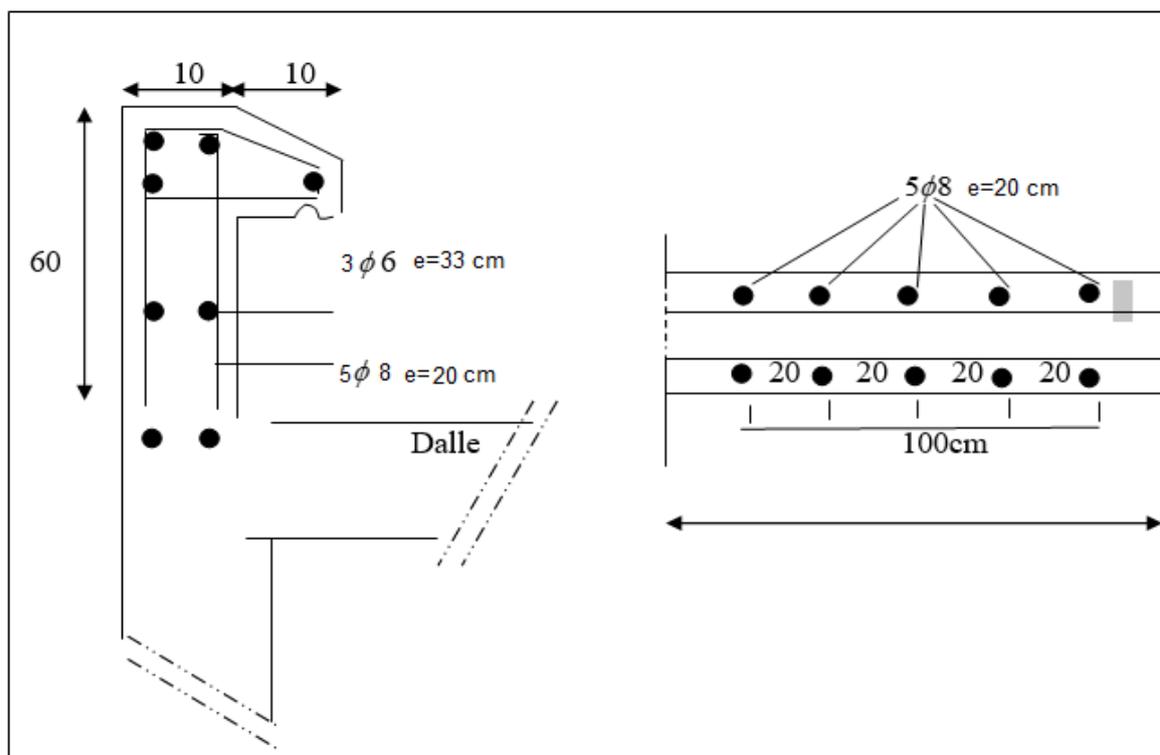


Fig.III.11. Schéma du ferrailage de l'acrotère

III.4. Les planchers à corps creux :

III.4 .Les planchers à corps creux :

III.4.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

✓ **Planchers à corps creux** $(16+4=20\text{cm})$

Plancher = Poutrelle + Corps-creux + Dalle de compression.

IV.4.2. Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

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

On va utiliser méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies.

-Domain d'application BAEL91 (Art B.6.2, 210) (p : 102)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible utiliser la méthode forfaitaire si les conditions suivants à vérifier :

- ✓ Plancher à charge d'exploitation modérée : $\longrightarrow (Q \leq 2G)$.
- ✓ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité : $\longrightarrow (I_1, I_2, I_3, I_4 \dots = \text{Constante})$.
- ✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre : $\left(0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1.25 \right)$
- ✓ La fessuration est peu nuisible (F.P.N): $\longrightarrow (C= 2 - 2,5 \text{ cm})$

- Types des nervures :

Trois types des poutrelles à calculer :

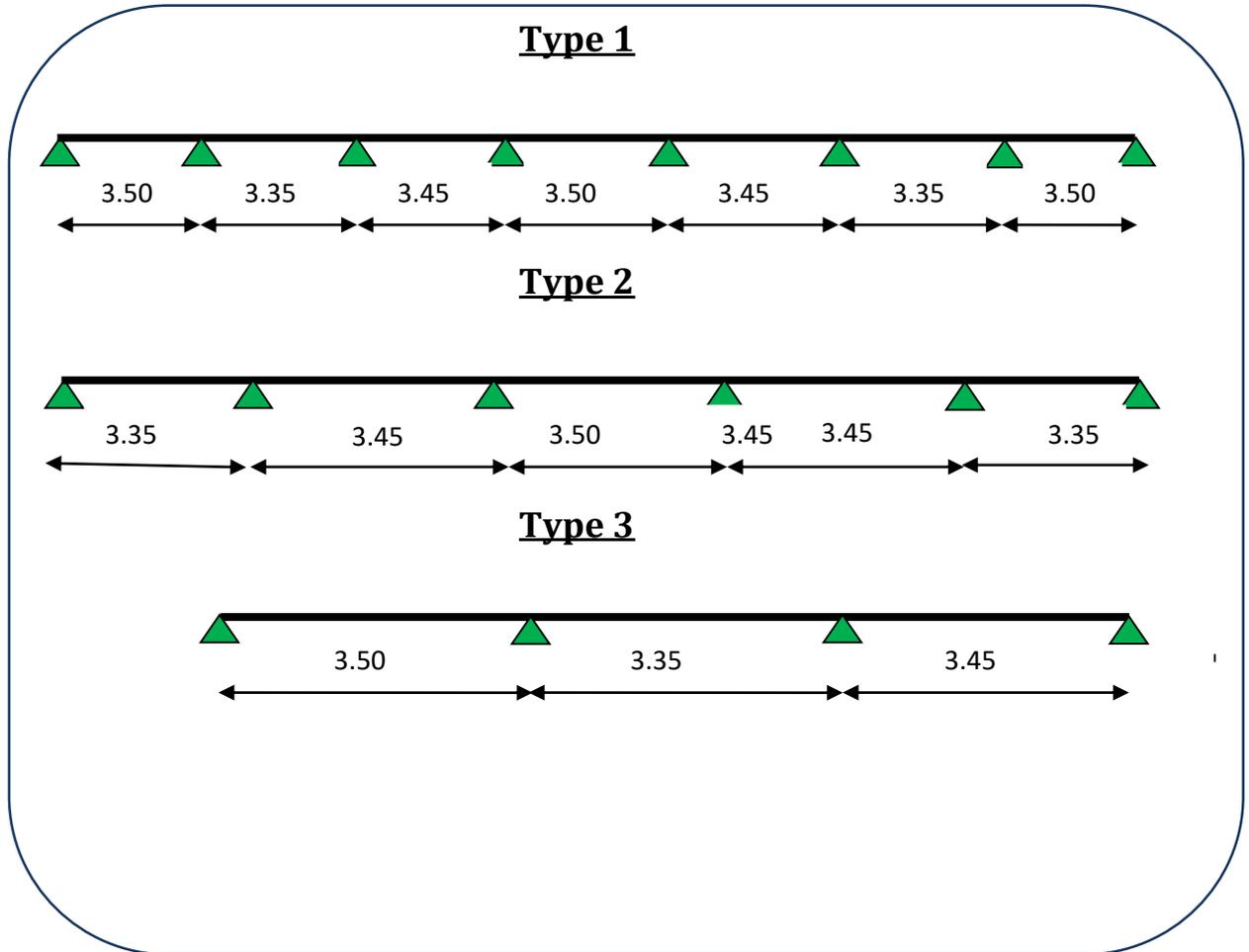


Fig.III.12. Types des nervures.

III.4.3. Détermination des sollicitations :

❖ Etude de terrasse :

Type(01)

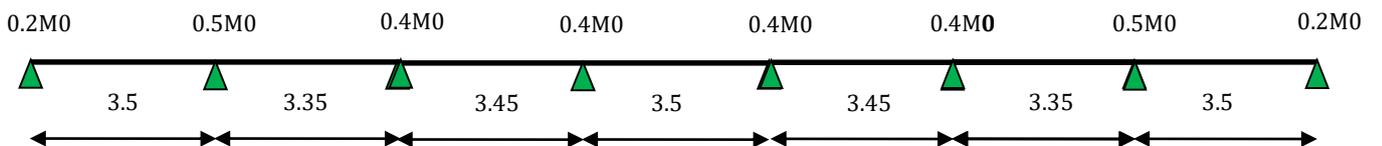


Fig. III.13.diagramme de moment (type1).

$$G=6.92 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1 \text{ KN/m}^2$$

• **Combinaisons d'Actions :**

E.L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.60 = ((1.35 \times 6.92) + (1.5 \times 1)) \times 0.60$$

$$P_u = 6.51 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0.60 = (6.92 + 1) \times 0.60$$

$$P_s = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

Vérification :

- $Q \leq 2G \Rightarrow (Q=1 \text{ KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 6.92 = 13.84 \text{ KN/m}^2$
- (I= Constante) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- $\left(0.8 \leq \frac{335}{350} = 0.96 ; \frac{350}{345} = 1.01 ; \frac{345}{350} = 0.98 \leq 1.25 \right)$
- La fessuration est peu nuisible puisque les planches sont protégés.
- Tous les condition sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

• **Calcul :**

- α : coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.92} = 0.13$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.040 \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.620 \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.520. \end{array} \right.$$

✓ **A L'E.L.U :** $P_u = 6.51 \text{ KN/ml.}$

Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

- Calcul de moment :

1-Les moments En Travée :

- La travée de rive : (1-2)

$$M_{01} = \frac{P_u L^2}{8} = 6.51 \times \frac{3.5^2}{8} = 9.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$$

$$\blacksquare M_t (1-2) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6.98 \\ 6.17 \end{array} \right.$$

$$M_t (1-2) = 6.98 \text{ KN.m}$$

- La travée intermédiaire : (2-3)

$$M_{02} = \frac{P_u L^2}{8} = 6.51 \times \frac{3.35^2}{8} = 9.13 \text{ KN.m}$$

$$\blacksquare M_t (2-3) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; 1.039M_o] - \left(\frac{0.5M_o + 0.4M_o}{2}\right) \\ 0,52 M_o \end{array} \right.$$

$$M_t (2-3) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 5.16 \\ 4.74 \end{array} \right.$$

Alors on adopte: $M_t (2-3) = 5.16 \text{ KN.m}$

Les moments En Travée:

	(1-2)	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)	(7-8)
$M_o(\text{KN.m})$	9.97	9.13	9.69	9.97	9.69	9.13	9.97
$M_t(\text{KN.m})$	6.98	5.16	6.24	6.48	6.24	5.16	6.98

2- Les moments sur Appuis :

	1	2	3	4	5	6	7	8
M_a (KN.m)	$0.2M_{01}$	$0.5M_{02}$	$0.4M_{03}$	$0.4M_{04}$	$0.4M_{05}$	$0.4M_{06}$	$0.5M_{07}$	$0.2M_{08}$
	1.99	4.98	3.87	3.99	3.99	3.87	4.98	1.99

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

$$T^d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \qquad T^g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

Travée (2-3)

$$T^d = -\frac{6.51 \times 3.35}{2} + \frac{4.98 - 1.83}{3.35} = -11.24 \text{ KN}$$

$$T^g = \frac{6.51 \times 3.35}{2} + \frac{4.98 - 1.83}{3.35} = 10.57 \text{ KN}$$

Travée (1-2)

$$T^d = -\frac{6.51 \times 3.50}{2} + \frac{3.99 - 4.83}{3.50} = -10.54 \text{ KN}$$

$$T^g = \frac{6.51 \times 3.5}{2} + \frac{3.99 - 4.83}{3.5} = 12.25 \text{ KN}$$

Tableau représentatif :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_d (KN)	-10.54	-11.24	-11.20	-11.39	-11.26	-10.57	-12.25
T_g (KN)	12.25	10.57	11.26	11.39	11.20	11.24	10.54

E .L.S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.60 = (6.92 + 1) \times 0.60$$

$$P_{ser} = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

1- Les moments En Travée :

	(1-2)	(2-3)	(3-4)	4-5	5-6	6-7	(7-8)
M_0 (KN.m)	7.27	6.66	7.07	7.27	7.07	6.66	7.27
M_t (KN.m)	5.09	3.76	4.55	4.73	4.55	3.76	5.09

2-Les moments sur Appuis :-

	1	2	3	4	5	6	7	8
$M_a(KN.m)$	$0.2M_{01}$	$0.5 M_{02}$	$0.4M_{03}$	$0.4M_{03}$	$0.4M_{05}$	$0.4M_{06}$	$0.5M_{07}$	$0.2M_{08}$
	1.33	3.64	2.91	2.91	2.91	2.91	3.64	1.33

3- L'effort tranchant:

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$T_d(KN)$	-7.69	-8.20	-8.17	-8.31	-8.22	-7.71	-8.94
$T_g(KN)$	8.94	7.71	8.22	8.31	8.17	8.20	7.69

Type(02)

A L'E.L.U : $P_u = 6.51 \text{ KN/ml}$.

1-Les moments type 02 :

travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)	
$M_0(KN.m)$	9.13	9.69	9.97	9.69	9.13	
$M_t(KN.m)$	6.25	5.75	6.48	5.75	6.25	
appuis	2	3	4	5	6	7
$M_a(KN.m)$	$0.2M_{02} =$ 1.83	$0.5M_{03} =$ 4.84	$0.4M_{04} =$ 3.99	$0.4M_{05} =$ 3.99	$0.5M_{06} =$ 3.84	$0.2M_{07} =$ 1.83

2-efforts tranchante :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)
$T_d(KN)$	-10	-11.48	-11.39	-10.98	-11.80
$T_g(KN)$	11.80	10.98	11.39	11.48	10

A L'E.L.S : $P_{ser} = 4.75 \text{KN/ml}$.

1-Les moments type 02 :

travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)	
$M_0(\text{KN.m})$	6.66	7.07	7.27	7.07	6.66	
$M_t(\text{KN.m})$	4.56	4.20	4.73	4.20	4.56	
appuis	2	3	4	5	6	7
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2M_{02} =$ 1.33	$0.5M_{03} =$ 3.53	$0.4M_{04} =$ 2.91	$0.4M_{05} =$ 2.91	$0.5M_{06} =$ 3.53	$0.2M_{07} =$ 1.33

2-efforts tranchante :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)
$T_d(\text{KN})$	-7.30	-8.37	-8.31	-8.01	-8.61
$T_g(\text{KN})$	8.61	8.01	8.31	8.37	7.30

Type(03)

A L'E.L.U : $P_u = 6.51 \text{KN/ml}$.

1-Les moments type 03 :

travée	(1-2)	(2-3)	(3-4)	
$M_0(\text{KN.m})$	9.97	9.13	9.69	
$M_t(\text{KN.m})$	6.98	4.68	6.78	
appuis	1	2	3	4
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2M_{01} =$ 1.99	$0.5M_{02} =$ 4.98	$0.5M_{03} =$ 4.84	$0.2M_{04} =$ 1.94

2-efforts tranchante :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)
$T_d(\text{KN})$	-10.54	-10.95	-12.07
$T_g(\text{KN})$	12.25	10.86	10.39

A L'E.L.S : $P_u = 4.75 \text{ KN/ml}$.

1-Les moments type 03 :

travée	(1-2)	(2-3)	(3-4)	
$M_0(\text{KN.m})$	7.27	6.66	7.07	
$M_t(\text{KN.m})$	5.09	3.41	4.95	
appuis	1	2	3	4
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2M_{01} =$ 1.45	$0.5M_{02} =$ 3.64	$0.5M_{03} =$ 3.53	$0.2M_{04} =$ 1.41

2-efforts tranchante :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)
$T_d(\text{KN})$	-7.69	-7.99	-8.81
$T_g(\text{KN})$	8.94	7.93	7.58

❖ 2-Etude d'étage courant :

Type(01)

$$G=5.20 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Combinaisons d'Actions :**

E .L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0.60 = (5.20 + 1.50) \times 0.60$$

$$P_s = 4.02 \text{ KN/ml}$$

Vérification :

- $Q \leq 2G \Rightarrow (Q= 1.50\text{KN/m}^2) \leq (2 \times G)=2 \times 5.20=10.40 \text{ KN/m}^2$
- ($I=$ Constante) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- $\left(0.8 \leq \frac{335}{350} = 0.96 ; \frac{350}{345} = 1.01 ; \frac{345}{350} = 0.98 \leq 1.25 \right)$

- La fessuration est peu nuisible puisque les planches sont protégés.
 - Tous les condition sont vérifiées donc cette méthode est applicable.
 - α : coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{1.5}{1.50+5.20} = 0.22$
 - $1 + 0,3 \alpha = 1 + (0,3 \times 0,22) = 1,066$
 - $\frac{1.2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0,3 \times 0,22)}{2} = 0,633$
 - $\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} = 0,533$
 - ✓ A L'E.L.S : $P_s = 4.02 \text{ KN/ml}$.
- **Calcul de moment :**

1-Les moments En Travée :

	(1-2)	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)	(7-8)
$M_0(\text{KN.m})$	6.16	5.64	5.98	6.16	5.98	5.64	6.16
$M_t(\text{KN.m})$	4.41	3.28	3.95	4.10	3.95	3.28	4.41

2-Les moments sur Appuis :

	1	2	3	4	5	6	7	8
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2M_{01}$	$0.5 M_{01}$	$0.4M_{02}$	$0.4M_{03}$	$0.4M_{04}$	$0.4M_{04}$	$0.5M_{04}$	$0.2M_{04}$
	1.23	3.08	2.39	2.46	2.46	2.39	3.08	1.23

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	8-9
$T_d(\text{KN})$	-6.51	-6.94	-6.91	-7.04	-6.95	-6.53	7.56
$T_g(\text{KN})$	7.56	6.53	6.95	7.04	6.91	6.94	6.51

E .L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1. Q) \times 0.6 = ((1.35 \times 5.20) + (1.5 \times 1.50)) \times 0.60$$

$$P_u = 5.56 \text{ KN/ml}$$

Vérification :

- $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1.50 \text{KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 5.20 = 10.40 \text{KN/m}^2$
- (I= Constante) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- $\left(0.8 \leq \frac{335}{350} = 0.96 ; \frac{350}{345} = 1.01 ; \frac{345}{350} = 0.98 \leq 1.25 \right)$
- La fessuration est peu nuisible puisque les planches sont protégés.
- Tous les condition sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$P_u = 5.56 \text{KN/ml}$.

1-Les moments En Travée :

	(1-2)	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)	(7-8)
$M_0(\text{KN.m})$	10.05	9.20	9.76	10.05	9.76	9.20	10.05
$M_t(\text{KN.m})$	7.19	5.35	6.44	6.69	6.44	5.35	7.19

2-Les moments sur Appuis :

	1	2	3	4	5	6	7	8
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2M_{01}$	0.5 M_{02}	$0.4M_{03}$	$0.4M_{04}$	$0.4M_{05}$	$0.4M_{06}$	$0.5M_{07}$	$0.2M_{08}$
	2.01	5.02	3.90	4.02	4.02	3.90	5.02	2.01

3- L'effort tranchant: La méthode RDM :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$T_d(\text{KN})$	-10.62	-11.32	-11.28	-11.48	-11.35	-11.65	-12.34
$T_g(\text{KN})$	12.34	10.65	11.35	11.48	11.28	11.32	10.62

Type(02)

A L'E.L.S : $P_{ser} = 4.02 \text{ KN/ml}$.

1-Les moments type 02 :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)	
$M_0(\text{KN.m})$	5.64	5.98	6.16	5.98	5.64	
$M_t(\text{KN.m})$	3.95	3.65	4.10	3.65	3.95	
Appuis	2	3	4	5	6	7
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2M_{02} =$ 1.13	$0.5M_{03} =$ 2.99	$0.4M_{04} =$ 2.46	$0.4M_{05} =$ 2.46	$0.5M_{06} =$ 2.99	$0.2M_{07} =$ 1.13

2-efforts tranchante :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)
$T_d(\text{KN})$	-6.18	-7.09	-7.04	-6.78	-7.29
$T_g(\text{KN})$	7.29	6.78	7.04	7.09	6.18

Type(02)

A L'E.L.U : $P_{ser} = 5.56 \text{ KN/ml}$.

1-Les moments type 02 :

travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)	
$M_0(\text{KN.m})$	7.80	8.27	8.51	8.27	7.8	
$M_t(\text{KN.m})$	5.47	5.05	5.67	5.05	5.47	
Appuis	2	3	4	5	6	7
$M_a(\text{KN.m})$	$0.2M_{02} =$ 1.56	$0.5M_{03} =$ 4.14	$0.4M_{04} =$ 3.41	$0.4M_{05} =$ 3.41	$0.5M_{06} =$ 4.14	$0.2M_{07} =$ 1.56

2-efforts tranchante :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)
$T_d(KN)$	-8.54	-9.80	-9.73	-9.38	-10.08
$T_g(KN)$	10.08	9.38	9.73	9.80	8.54

Type(03)

A L'E.L.U : $P_u = 5.56 \text{ KN/ml}$.

1-Les moments type 03 :

Travée	(1-2)	(2-3)	(3-4)	
$M_0(KN.m)$	8.51	7.80	8.27	
$M_t(KN.m)$	6.10	4.12	5.92	
Appuis	1	2	3	4
$M_a(KN.m)$	$0.2M_{01} =$ 1.70	$0.5M_{02} =$ 4.26	$0.5M_{03} =$ 4.14	$0.2M_{04} =$ 1.65

2-efforts tranchante :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)
$T_d(KN)$	-9	-9.35	-10.31
$T_g(KN)$	10.46	9.28	8.87

A L'E.L.S : $P_u = 4.02 \text{ KN/ml}$.

1-Les moments type 03 :

Travée	(1-2)	(2-3)	(3-4)	
$M_0(KN.m)$	6.16	5.64	5.98	
$M_t(KN.m)$	4.41	2.98	4.28	
Appuis	1	2	3	4
$M_a(KN.m)$	$0.2M_{01} =$ 1.23	$0.5M_{02} =$ 3.08	$0.5M_{03} =$ 2.99	$0.2M_{04} =$ 1.20

2-efforts tranchante :

Travée	(2-3)	(3-4)	(4-5)
$T_d(KN)$	-6.51	-6.76	-7.45
$T_g(KN)$	7.56	6.71	6.41

Tab.III.12. Résultats final de sollicitations.

			M_a max (KN.m)	M_t max (KN.m)	T max (KN)
Terrasse	ELU	Type 1	4.98	6.98	12.25
		Type 3	4.98	6.98	12.25
		Type 2	4.84	6.48	11.80
	ELS	Type 1	3.64	5.09	8.94
		Type 3	3.64	5.09	8.94
		Type 2	3.53	4.73	8.61
étage courant	ELU	Type 1	5.02	7.19	12.34
		Type 3	4.26	6.10	10.46
		Type 2	4.14	5.67	10.08
	ELS	Type 1	3.08	4.41	7.56
		Type 3	3.08	4.41	7.56
		Type 2	2.46	4.10	7.29

III.2.4.calcul du ferrailage:

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

4.1. Les armatures longitudinales

a - Plancher Terrasse :

$$b = 60 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

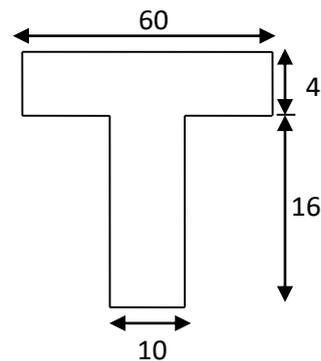


Fig.III.14 . Section de ferrailage de poutrelle.

E. L. U

En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

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

$$M_0 = 14.2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 7190 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b=60$ cm.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b d^2} = \frac{6980}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.033 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0.025 \Rightarrow \alpha = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \beta \times d} = \frac{6980}{348 \times 0.987 \times 18} = 1.13 \text{ cm}^2$$

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^t (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
6980	0.025	0,392	0.032	0.987	1.13

M^a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
4980	0.018	0,392	0.023	0.991	0.81

- **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

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	1.13	6980	5090	1.37	25	0,435	Cv
Sur Appui	0.81	4980	3640	1.37	25	0,435	Cv

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

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

$$A_{rmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$

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

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	$A_{calcu} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_m' \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.13	1.30	1.20	1.30	2T12 = 2,26
Appuis	0.81	0.22	0.20	0.81	1T12 = 1.13

Tab III.11. Ferrailage terrasse.

b- Plancher Étage Courant :

- E. L. U

	M_u (N.m)	μ	μl	A	B	A_{calcul} (cm ²)
Travée	8510	0.031	0,392	0.039	0.984	1.38
Appuis	5020	0.018	0,392	0.023	0.991	0.81

- E. L. S

	A	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	1.38	8510	5090	1.67	0,435	c.v
Appuis	0.81	5020	3640	1.38	0,435	c.v

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

Eléments	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_m' (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	1.38	1.30	1.20	1.38	2T12 = 2.26
Appuis	0.81	0.22	0.20	0.81	1T12 = 1.13

Tab III.12. 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.

$$\tau_u = \frac{12340}{100 \times 180} = 0.685 MPa$$

- 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 :

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

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

$$\tau_u = 0.685 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

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

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

Φ_l : 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

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

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

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

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = 57 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t \cdot f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 15.88 \text{ cm} \quad \text{BAEL 91 (A.5.1.23)}$$

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 vérifier que

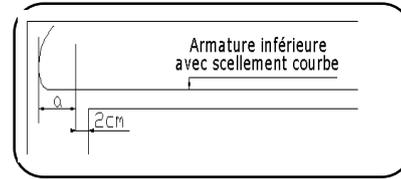
$$\text{l'on a : } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Au maximum $a = 0.9 \times d = 16.20 \text{ cm}$.

$$V_u = 12340 \text{ N}$$

$$0.267a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 \times 16.20 \times 10 \times 100 \times 25$$

$$= 108135 \text{ N}$$



$$V_u = 12530 \text{ N} \leq 108135 \text{ N} \Rightarrow \text{cv}$$

Fig. III.15. Armature inférieure.

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

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

$$A = 1.13 \text{ cm}^2 = 113 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{12340}{400} = 35.48 \text{ mm}^2$$

$$A = 113 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 35.48 \text{ mm}^2$$

III.4. 5. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{350} = 0.057 \geq 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.13}{60 \times 18} = 0.00120 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{350} \geq \frac{6480}{15 \times 9970} = 0.057 \geq 0.0449 \dots \dots (cv)$$

Remarque : Le même ferrailage de deux planchers :

Schéma de ferrailage :

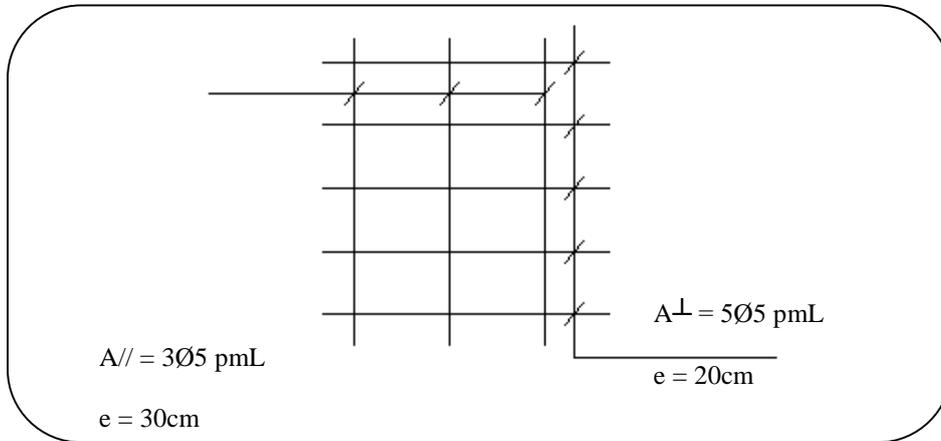


Fig. III.16. Ferrailage de la dalle de compression.

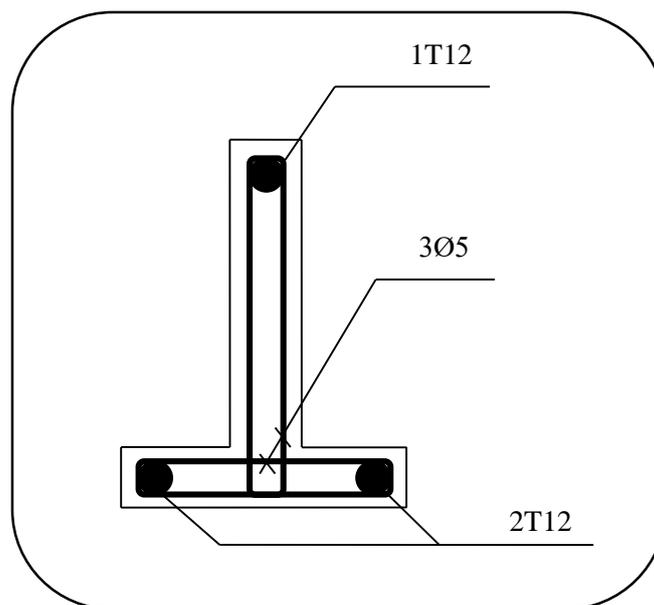


Fig. III.17. Ferrailage de la Poutrelle.



CHPAITRE IV

Etude dynamique



IV.1 Etude sismique :

IV.1.1.Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et ou il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+8) à usage mixte "d'habitation Contrevent par des voiles et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles-mixte", est implanté à AIN DEFLA, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone II_b : sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S2).

✓ **Objectif de l'étude dynamique:**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :





- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2.1- Méthode statique équivalente:

- **Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés a ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Demain d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

2.2- Méthode d'analyse modale spectrale:

- **Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA99 v2003.



- **Demain d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable.

2.3- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

- **Principe:**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.1.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

3.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

-Description de logiciel ROBOT :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).



- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considère rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

-buts de l'analyse dynamique:

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière a inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

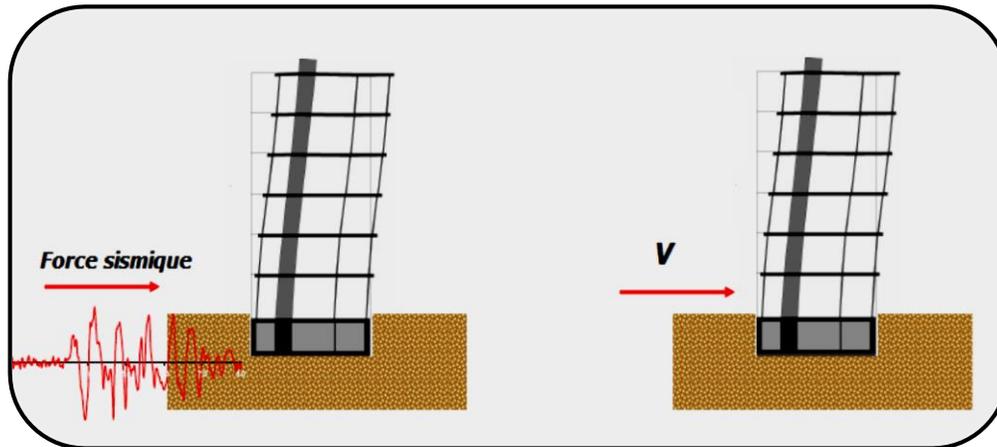


Fig. IV.01. Simulation de la force sismique.



3.2. Spectre de Réponse de calcul : RPA99-v2003 (Art:4.3.3) (page:57):

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

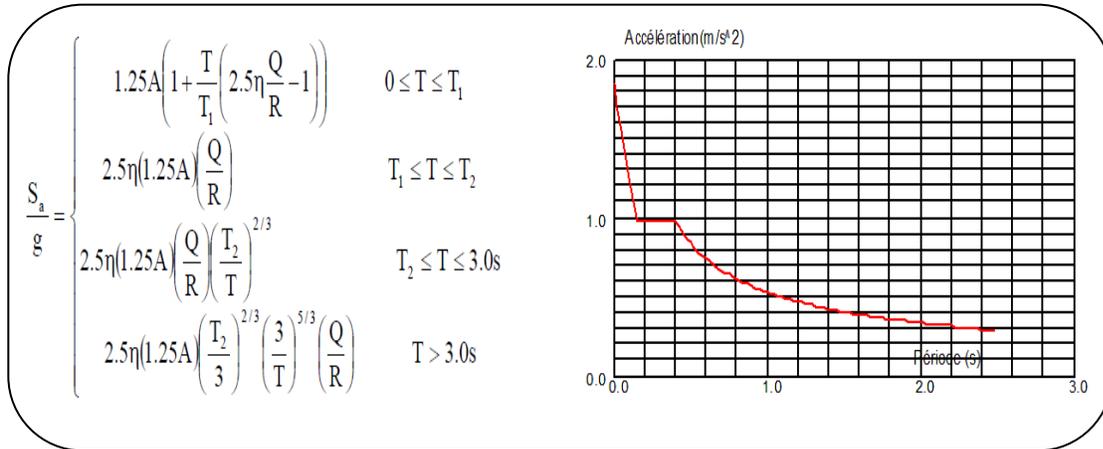


Fig. IV.02. Spectre de Réponse.

-Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

R = 5 mixte Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$ Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

-Tab.IV.1.Tab.4.2. RPA 99 :

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	





→ξ = 7 %

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

A : coefficient d'accélération de zone donne par le (TAB.4.1)

-Tab.IV.2.Tab.4.1. RPA 99 :

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	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

ZONE IIa , groupe 2 → A = 0,20

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99,version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99,version2003 p31** → C_T = 0,050

D :la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0,05 \times 27.54^{3/4} = 0,60 \text{sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{13.85}} = 0.67 \text{sec} \Rightarrow T_x = 0.67 \text{sec}$$





$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{24.10}} = 0.51 \text{sec} \Rightarrow T_y = 0.51 \text{sec}$$

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

P_q : la pénalité qui depend de l'observation ou non de la critère « q » d'après le T.A.B 4.4 (R.P.A 99)

-Tab.IV.3.Tab.4.4. RPA 99 valeurs des pénalités :

Critère "q"	P _q	
	Observé	N/observé
1.conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2.Redondance en plan	0	0.05
3.Régularité en plan	0	0.05
4.Régularité en elevation	0	0.05
5.controle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. controle de la qualité de l'exécution	0	0.10

on ressortir que :

$$Q_x = 1.20$$

$$Q_y = 1.20$$

-Nombre de modes à considérer :

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit:

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% a moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dan le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause



de l'influence importante des modes de torsion, le nombres minimal de modes K retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } TK \leq 0.20 \text{ sec}$$

Ou : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et TK la période du mode K.

3.4. Analyse de la structure :

3.4.1 .Premier variante :

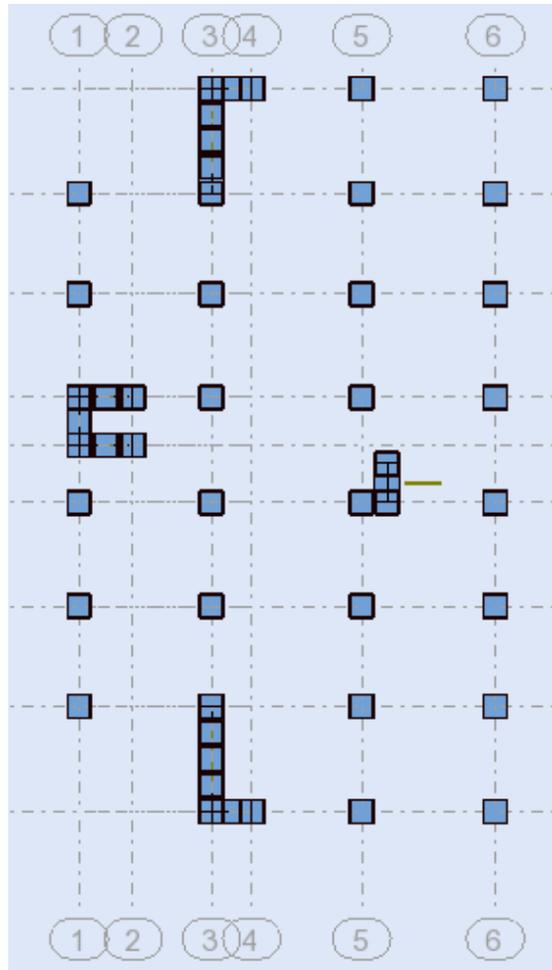


Fig.IV.03. Vue en plan pour le disposition du voiles selon le plan initiale

-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Tab.IV.4.Tableau. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,04	0,97	21,57	27,92	21,57	27,92	2749255,32	2747100,56
4/ 2	1,15	0,87	75,64	43,16	54,07	15,24	2749255,32	2747100,56
4/ 3	1,62	0,62	76,22	71,95	0,58	28,79	2749255,32	2747100,56
4/ 4	3,36	0,30	79,05	76,97	2,83	5,02	2749255,32	2747100,56
4/ 5	3,77	0,27	88,28	79,02	9,23	2,05	2749255,32	2747100,56
4/ 6	6,09	0,16	88,31	83,10	0,03	4,08	2749255,32	2747100,56
4/ 7	6,30	0,16	89,00	90,12	0,70	7,02	2749255,32	2747100,56
4/ 8	7,20	0,14	93,17	90,66	4,17	0,53	2749255,32	2747100,56
4/ 9	9,46	0,11	93,20	90,67	0,02	0,01	2749255,32	2747100,56
4/ 10	9,56	0,10	93,40	91,68	0,20	1,01	2749255,32	2747100,56

-Interprétation:

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :
-le premier que le 1^{er} et 2^{ème} mode c'est des modes de torsion
-le 3^{ème} est un mode de translation selon l'axe Y (UY=28.79%).

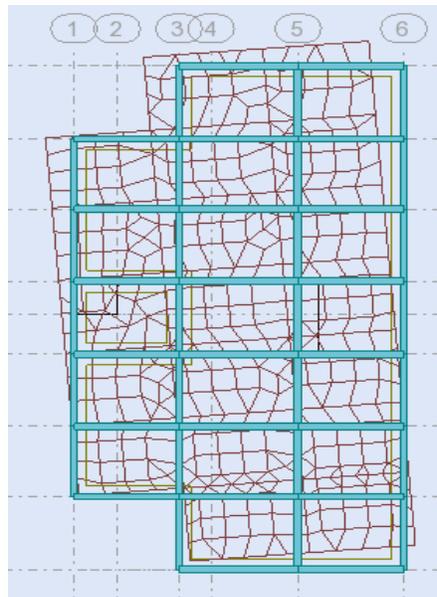


Fig.V.04.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

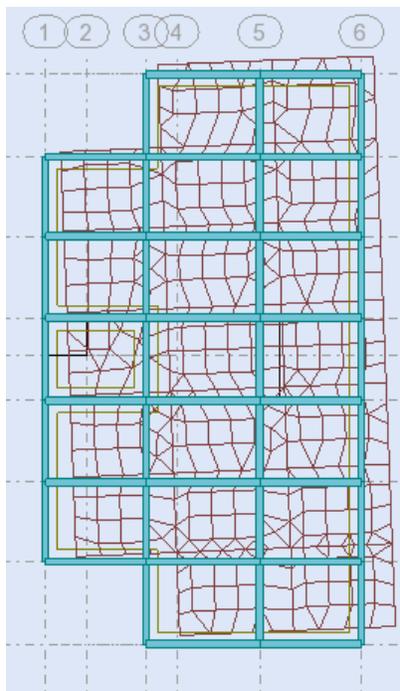


Fig.IV.05.Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

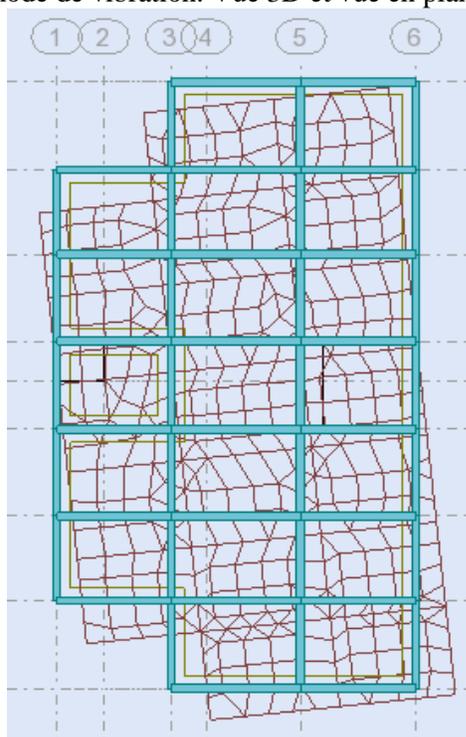


Fig.IV.06.Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)

-Problématique :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable,selon les recommandation de l’RPA

- Le mode(1): il ya une translation.(admissible)
- Le mode(2): il ya une torsion avec la translation. .(non admissible)
- Le mode(3): il ya une torsion avec la translation. .(non admissible)

-La solution :

on aménage le système de contreventement pour assurer la stabilité de structure et augmenté la section du poteaux et aussi ajouté des voiles.

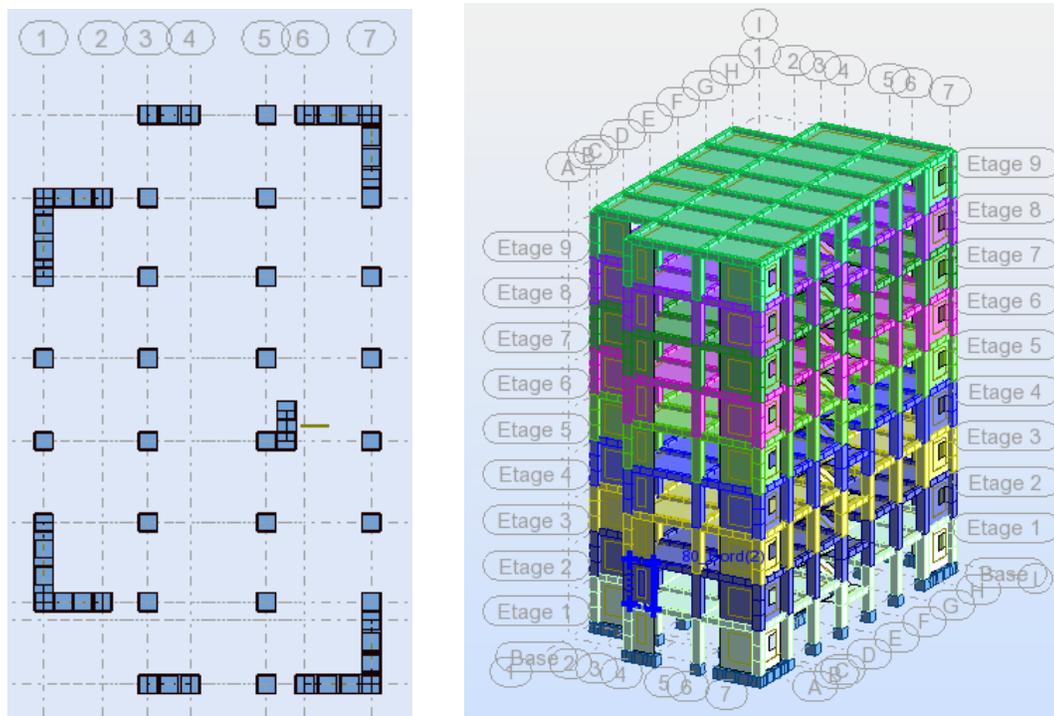


Fig. V.07.Deuxième variante des voiles.



Après le calcul obtenu les résultats suivants:

Tab.IV.5. Tableau. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,61	0,62	71,35	1,18	71,35	1,18	3242111,56	3242095,87
4/ 2	1,70	0,59	72,71	71,64	1,37	70,46	3242111,56	3242095,87
4/ 3	2,54	0,39	73,43	72,31	0,72	0,67	3242111,56	3242095,87
4/ 4	5,52	0,18	87,18	72,49	13,76	0,18	3242111,56	3242095,87
4/ 5	6,03	0,17	87,39	88,11	0,21	15,62	3242111,56	3242095,87
4/ 6	9,26	0,11	87,44	88,61	0,05	0,50	3242111,56	3242095,87
4/ 7	10,26	0,10	92,37	88,66	4,93	0,05	3242111,56	3242095,87
4/ 8	11,27	0,09	92,43	93,55	0,06	4,89	3242111,56	3242095,87
4/ 9	12,19	0,08	92,43	93,55	0,00	0,00	3242111,56	3242095,87
4/ 10	13,79	0,07	92,43	93,55	0,00	0,00	3242111,56	3242095,87

-Interprétation:

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le premier que le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe X(UX=71.35%)
- le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y(UY=70.46%)
- le 3^{ème} est un mode torsion pure

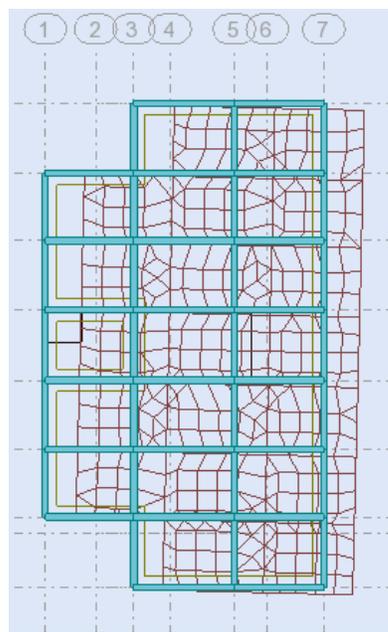


Fig.IV.08. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).



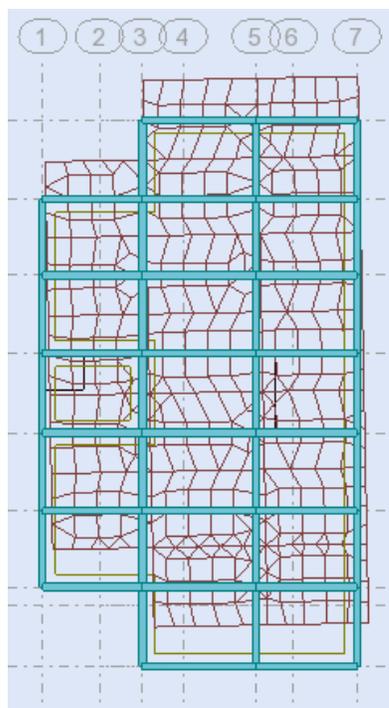


Fig.IV.09.Deuxieme mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

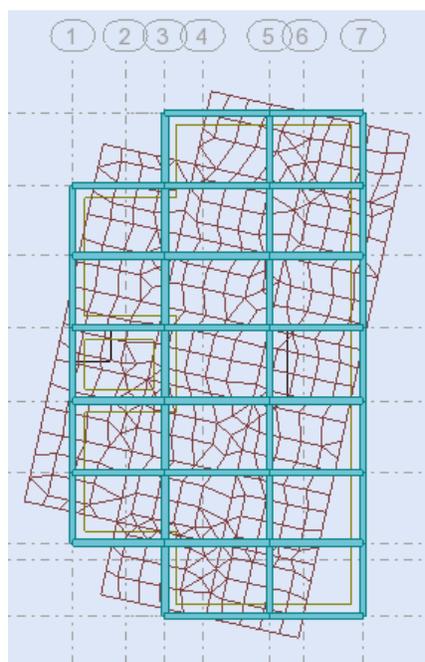


Fig.IV.10.Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

Résultat :

Nous remarquons de resultatsprecedents que la structure est instable , cas dans :

- Le mode(1): il ya un translation dans le sens X.
- Le mode(2): il ya un translation dans le sens Y.
- Le mode(3): il ya un torsion négligeable.

-Interprétation :

-on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

-le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 71.35% de participation de masse modale.

-le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 70.46%de participation de masse modale.

-le 3^{eme} mode est mode torsion pure.

-on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

-Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

<i>Sens longitudinal</i>	$VX = 2326.67 KN$
<i>Sens transversal</i>	$VY = 2568.13 KN$

IV.1.4.Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) Selon RPA99/version2003 art 4.3.6 :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

-Calcul de la force sismique totale :



La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

-A : coefficient d'accélération de zone donne par le (TAB.4.1)

A = 0,20 ZONE Iib groupe d'usage 2

Q : facteur de qualité

Qx=1.20 et Qy=1.20

R = 5 mixte (Portiques+voiles avec interaction) (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 (RPA99)

Site : S2 (ferme). **T₂ = 0.40 sec**

-**Tab.IV.6.**tableau 4.7 RPA99 p34 (valeurs de T₁ et T₂) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂	0,30	0.40	0.50	0.70

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formule empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

T= 0.60 sec.

T_x= 0.67 sec.

T_y= 0.51 sec.





D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'ou :

$$T_x = \min (0,60 ; 0,67) = \mathbf{0,60 \text{ sec}}$$

$$T_y = \min (0,60 ; 0,51) = \mathbf{0,51 \text{ sec}}$$

On a : $T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3}$ Donc : $\mathbf{D_x = 1.68}$

$T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3}$ Donc : $\mathbf{D_y = 1.87}$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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 $\beta = 0.20$.

Nom	Masse [kg]
Etage 1	357398,63
Etage 2	357398,63
Etage 3	357398,63
Etage 4	357398,63
Etage 5	357398,63
Etage 6	357398,63
Etage 7	357398,63
Etage 8	357398,63
Etage 9	418983,48

Tab.IV.7. Le poids total de la structure

poids de la structure : $\mathbf{W = 3278172,52 \text{ kg} = 32781.73 \text{ KN}}$

Sens	A	D	R	Q	W(t)	V(t)	0,8V
<i>longitudinal</i>	0.20	1.68	5	1,20	32781.73	2643.52	2114.82
<i>transversal</i>	0.20	1.87	5	1,20	32781.73	2942.49	2353.99





	V _t (t)	V (t)	80%V	0.8V < V _t
Sens X	2326.67	2643.52	2114.82	Vérifie
Sens Y	2568.13	2942.49	2353.99	Vérifie

-Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

-Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul de centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonné du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

-Centre de gravité des rigidités :

Les coordonnés du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

I_{yi}: Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi}: Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

-L'excentricité théorique :

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$





-Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

période fondamentale :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculé par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

$T_{dyn,x} = 0.62 \text{ sec}$

$T_{dyn,y} = 0.59 \text{ sec}$

Une période empirique :

$T_x = 0.60 \text{ sec.}$

$T_y = 0.51 \text{ sec.}$

Nous avons:

$1.3 \times T_x = 0.78 > T_{dyn,x} = 0.62 \text{ sec}$

$1.3 \times T_y = 0.66 > T_{dyn,y} = 0.59 \text{ sec}$

Condition vérifiée

-Distribution de la résultante des forces sismiques 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 :

$$\begin{cases} \text{si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \cdot T \cdot V \\ \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$

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

-Distribution horizontale des forces sismiques:

TabIV.8.Distribution horizontale des forces sismiques sens longitudinal

Cas/Etage	Fx [kN]
5/ 1	2326,67
5/ 2	2287,35
5/ 3	2186,02
5/ 4	2037,73
5/ 5	1845,48
5/ 6	1601,60
5/ 7	1311,86
5/ 8	976,05
5/ 9	621,47

- TabIV.9.Distribution horizontale des forces sismiques sens transversal

Cas/Etage	Fy [kN]
6/ 1	2568,13
6/ 2	2506,78
6/ 3	2370,30
6/ 4	2195,09
6/ 5	1980,86
6/ 6	1716,68
6/ 7	1410,65
6/ 8	1073,68
6/ 9	999,38

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Remarque :

Les périodes propres et les formes propres de vibration ont été déterminés à l'aide du logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011)

➤ les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :



-Sens longitudinal:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FX [kN]
5/ 1	665,73	1660,94	2326,67
5/ 2	723,95	1563,40	2287,35
5/ 3	811,10	1374,92	2186,02
5/ 4	833,55	1204,18	2037,73
5/ 5	806,70	1038,78	1845,48
5/ 6	743,08	858,52	1601,60
5/ 7	655,44	656,43	1311,86
5/ 8	546,69	429,37	976,05
5/ 9	487,51	133,97	621,47

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{665.73}{2326.67} = 28.61\% > 25\% \dots\dots\dots \text{v\`erifi\`e}$$

-Sens transversal :

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	2568,13	697,30	1870,83
6/ 2	2506,78	713,92	1792,86
6/ 3	2370,30	814,08	1556,22
6/ 4	2195,09	868,34	1326,75
6/ 5	1980,86	878,62	1102,24
6/ 6	1716,68	852,24	864,45
6/ 7	1410,65	798,22	612,43
6/ 8	1073,68	734,81	338,87
6/ 9	999,38	723,33	276,05

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{697.30}{2568.13} = 27.15\% > 25\% \dots\dots\dots \text{v\`erifi\`e}$$

Sollicitations du voiles

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
8 (C)/1	34577,58	28372,54	6205,03
8 (C)/2	30681,00	25144,54	5536,46
8 (C)/3	26784,29	21920,17	4864,12
8 (C)/4	22887,85	18711,39	4176,46
8 (C)/5	18991,20	15520,95	3470,24
8 (C)/6	15094,14	12344,73	2749,41
8 (C)/7	11196,28	9171,84	2024,44
8 (C)/8	7297,46	5977,64	1319,83
8 (C)/9	3461,75	2876,76	584,99

V\`erifications: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

-Charges verticales: voiles ≤ 20% et portiques > 25%



$$\frac{Fzvoiles}{Fztotal} = \frac{6205.03}{34577.58} = 17.95\% < 20\% \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9}$$

-V\u00e9rification du d\u00e9placements:

Le d\u00e9placement horizontal \u00e0 chaque niveau « k » de la structure est calcul\u00e9 comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : D\u00e9placement d\u00fb aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le d\u00e9placement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est \u00e9gal \u00e0 $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

-Sens longitudinal :

Tab.IV.10.V\u00e9rification du d\u00e9placements longitudinal

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
5/ 1	0,1	0,1
5/ 2	0,2	0,1
5/ 3	0,4	0,2
5/ 4	0,5	0,2
5/ 5	0,7	0,2
5/ 6	0,9	0,2
5/ 7	1,0	0,2
5/ 8	1,1	0,1
5/ 9	1,3	0,1

-Sens transversal :

Tab.IV.11.V\u00e9rification du d\u00e9placements transversal

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
6/ 1	0,1	0,1
6/ 2	0,2	0,1
6/ 3	0,3	0,1
6/ 4	0,5	0,2
6/ 5	0,6	0,2
6/ 6	0,8	0,2
6/ 7	0,9	0,2
6/ 8	1,1	0,1
6/ 9	1,2	0,1





-Donc:

- $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

-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

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

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

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

h_k : hauteur de l'étage k.

-Sens longitudinal :

Tab.IV.12.: Vérification a L'effet (P- Δ) *Sens Longitudinal.*

Niveau	Wi (kn)	pk (kn)	Δk (m)	Vx	hk (m)	Θ	<0.1
9	4189,83	4189.83	0.001	621.47	3.06	0,0022	vèrifie
8	3573,99	7763.82	0.001	976.05	3.06	0,0026	vèrifie
7	3573,99	11337.81	0.002	1311.86	3.06	0,0056	vèrifie
6	3573,99	14911.80	0.002	1601.60	3.06	0,0061	vèrifie
5	3573,99	18485.79	0.002	1845.48	3.06	0,0065	vèrifie
4	3573,99	22059.78	0.002	2037.53	3.06	0,0071	vèrifie
3	3573,99	25633.77	0.002	2186.02	3.06	0,0077	vèrifie
2	3573,99	29207.76	0.001	2287.35	3.06	0,0042	vèrifie
1	3573,99	32781.73	0.001	2326.67	3.06	0,0046	vèrifie





-Sens transversal :

Tab.IV.13.: Vérification a L'effet (P- Δ) *Sens Longitudinal.*

Niveau	Wi (kn)	p _k (kn)	Δ _k (m)	V _y	h _k (m)	Θ	<0.1
9	4189,83	4189.83	0.001	999.38	3.06	0,0014	vèrifie
8	3573,99	7763.82	0.001	1073.68	3.06	0,0024	vèrifie
7	3573,99	11337.81	0.002	1410.65	3.06	0,0053	vèrifie
6	3573,99	14911.80	0.002	1716.68	3.06	0,0057	vèrifie
5	3573,99	18485.79	0.002	1980.86	3.06	0,0061	vèrifie
4	3573,99	22059.78	0.002	2195.09	3.06	0,0066	vèrifie
3	3573,99	25633.77	0.001	2370.30	3.06	0,0035	vèrifie
2	3573,99	29207.76	0.001	2506.78	3.06	0,0038	vèrifie
1	3573,99	32781.73	0.001	2568.13	3.06	0,0042	vèrifie

-Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux sens.

-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

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.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure



-Sens longitudinal :

$M_s = 227013.48 \text{ KN.m}$

Tab.IV.14.Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
9	621.47	27.54	17115,28
8	976.05	24.48	23893,70
7	1311.86	21.42	28100,04
6	1601.60	18.36	29405,38
5	1845.48	15.30	28235,84
4	2037.53	12.24	24939,37
3	2186.02	9.18	20067,66
2	2287.35	6.12	13998,58
1	2326.67	3.06	7119,61
M_{R_x}			192875,47

-Verifications:

$M_s/M_{R_x} = 1.18 < 1.5$non vérifie

-Sens transversal :

$M_s = 395019.85 \text{ KN.m}$

Tab.IV.15.Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
9	999.38	27.54	27522,93
8	1073.68	24.48	26283,69
7	1410.65	21.42	30216,12
6	1716.68	18.36	31518,24
5	1980.86	15.30	30307,16
4	2195.09	12.24	26867,90
3	2370.30	9.18	21759,35
2	2506.78	6.12	15341,49
1	2568.13	3.06	7858,48
M_{Rx}			217675,36

-Verifications:

$M_s/M_{Ry} = 1.81 > 1.5 \dots \dots \dots$ vérifie

IV.2.ETUDE DE VENT

IV.2.1.Définition:

On admet que le vent à une direction d'ensemble moyenne Horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.

Pour la détermination de l'action du vent le règlement distingue deux catégories de construction : les catégories I et II.

Notre bâtiment est à usage d'habitation il appartient à la **catégorie IV**.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes:

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace: (constructions reposants sur le sol ou éloignées du sol).
- Perméabilité de ses parois: (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi).

IV.2.2.Objet:

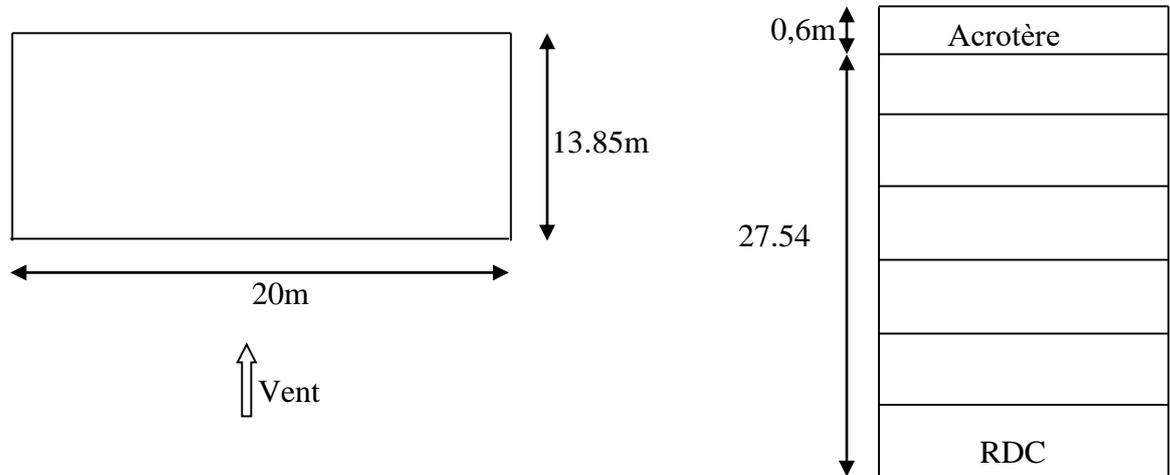
- Le présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.
- Ce (DTR) couvre aussi le calcul des actions du vent sur les structures et ouvrages temporaires.

IV.2.3.Domain d'application:

- Le présent (DTR) s'applique aux constructions, suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m:
 - ❖ A l'ensemble des bâtiments
 - ❖ Aux cheminées et ouvrages similaires;
 - ❖ Aux ouvrages de stockage
- Le présent (DTR) ne s'applique pas directement aux:
 - ❖ Ponts ;
 - ❖ Mats haubanés
 - ❖ Ouvrages en mer
 - ❖ Ouvrages spéciaux nécessitant des conditions de sureté inhabituelles.

IV.2.4.Principe de calcul:

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction. **VUE EN PLAN:**



V1: La résultante des actions du vent sur une **façade pignon** ; direction XX.

V2: La résultante des actions du vent sur **une façade long-pan** ; direction YY.

Application du R N V 99:

La vérification de la stabilité d'ensemble:

Le RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

➤ **Données relatives au cite:**

Implantation du hangar: **AIN DEFLA est classée en zone II_b**

Terrain de catégorie **IV** (2.4 Page 47, R.N.V 1999)

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ε
IV	0,24	1	16	0,46

CT: coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur donnée par le tableau (2.5 RNV99).

➤ **Coefficient de Topographie C_t :**

Site plat → $C_T (Z_{eq}) = 1$.

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieure à 5ans).

Notre bâtiment est classé en **catégorie 1**.

Données relatives au site:

AIN DEFLA se trouve en zone 1.

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
1	375	270

Avec:

q_{temp} : pression de référence pour les constructions temporaires (durée d'utilisation inférieure à 5ans).

3.Détermination du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d : valeurs de C_d pour les structures en beton armé.

Cas V1:

$h=27.54$ m: qui désigne la hauteur totale de la construction.

$b=13.85$ m

$C_d \approx 0,97$ pour V1

Cas V2:

$h=27.54$ m: qui désigne la hauteur totale de la construction.

$b=24.1$ m

$C_d \approx 0,93$ pour V2

4.Coefficients de rugosité Cr:

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité du terrain et de la hauteur, sur la vitesse moyenne du vent, il est défini par la formule (2 – 15 page 47, RNV 99).

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T L_n \left(\frac{Z}{Z_0} \right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m. \\ C_r(z) = K_T L_n \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

Z: (en m) est la hauteur considérée.

Pour notre construction $Z = 28.14m$

5.Détermination de la pression dynamique de vent qdyn:

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article .3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction.

- La pression dynamique **qdyn (Zj)** qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99).

- **Structure permanente** → **qdyn (Zj) = qref × Ce (Zj).**

Zj: la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.

qref: est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

qref: est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

Ce: Coefficient d'exposition au vent. Et calcule par la formule

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right] \quad \text{(Art 2.13 p 46 RNV 99)}$$

99)

Cr: Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est défini par la loi logarithmique.

KT=0.24

$Z_0=1m$

$C_t=1$

Z(m)	Cr	Ce	q_{dyn} (dan/m ²)
1.53	0.1	0.18	67.5
4.59	0.37	0.91	285
7.65	0.49	1.06	397.5
10.71	0.57	1.28	480
13.77	0.62	1.42	532.5
16.83	0.68	1.6	600
19.89	0.72	1.73	648.75
22.95	0.75	1.82	682.5
26.01	0.78	1.92	720
28.14	0.80	1.98	744

IV.2.5.Détermination de la pression du vent:

$$q_j = C_a \times W(Z_j)$$

(formule 2-1 page 40

RNV99)

W en (N/m²): est la pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j.

C_a: est le coefficient dynamique de la construction.

✚ La détermination de la pression nette W:

✚ Si une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure. Alors **W(Z_j):**est obtenu à l'aide de la formule suivante:

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

(2.2 page 40

RNV99)

✚ La détermination des coefficients de pression:

Le coefficient de pression résultant (C_p), est déterminé comme suit :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Avec: C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

➤ **Coefficient de pression extérieure C_{pe} :** (RNV 99 page 64).

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir de la formule suivante:

$$C_{pe} = C_{pe.1} \dots\dots\dots \text{si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots\dots\dots \text{si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \dots\dots\dots \text{si } S \geq 10\text{m}^2$$

S : la surface chargée de la paroi considérée. Dans notre cas: $S \geq 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

a) Parois verticales:

V1: La résultante des actions du vent sur une **façade pignon** ; direction XX.

$$h = 27.54 \text{ m}; b = 13.85 \text{ m}; e = \text{Min}(b; 2h)$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(13.85; 2 \times 27.54) = 13.85 \text{ m.}$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction.

h : La hauteur total de la construction.

Cas où $d > e \Rightarrow (24.1\text{m} > 13.85\text{m})$ donc:

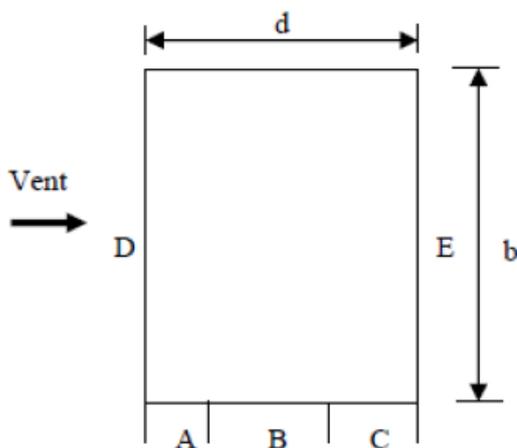


Fig.IV.12 vue en plan

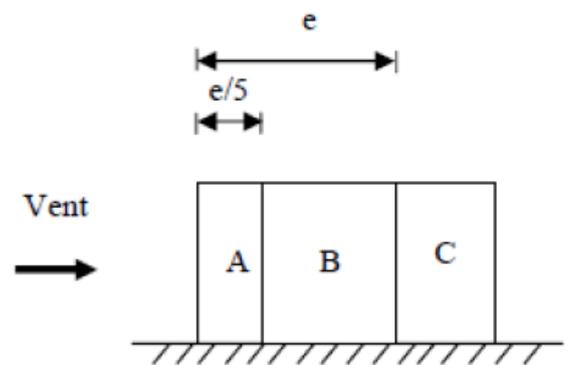
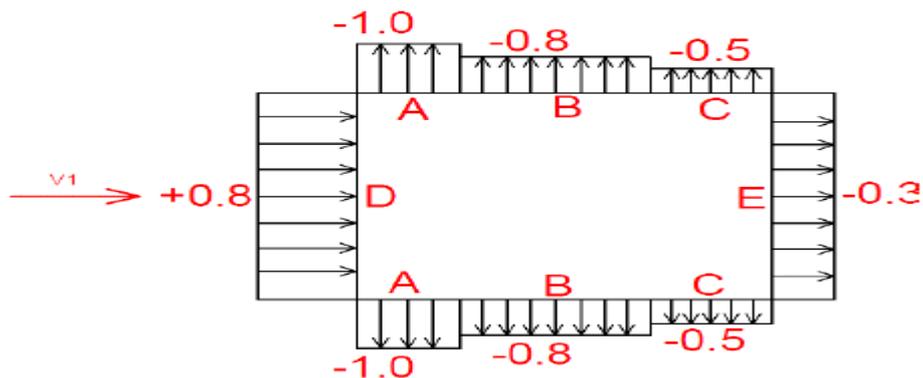


Fig.IV.11. vue en élévation

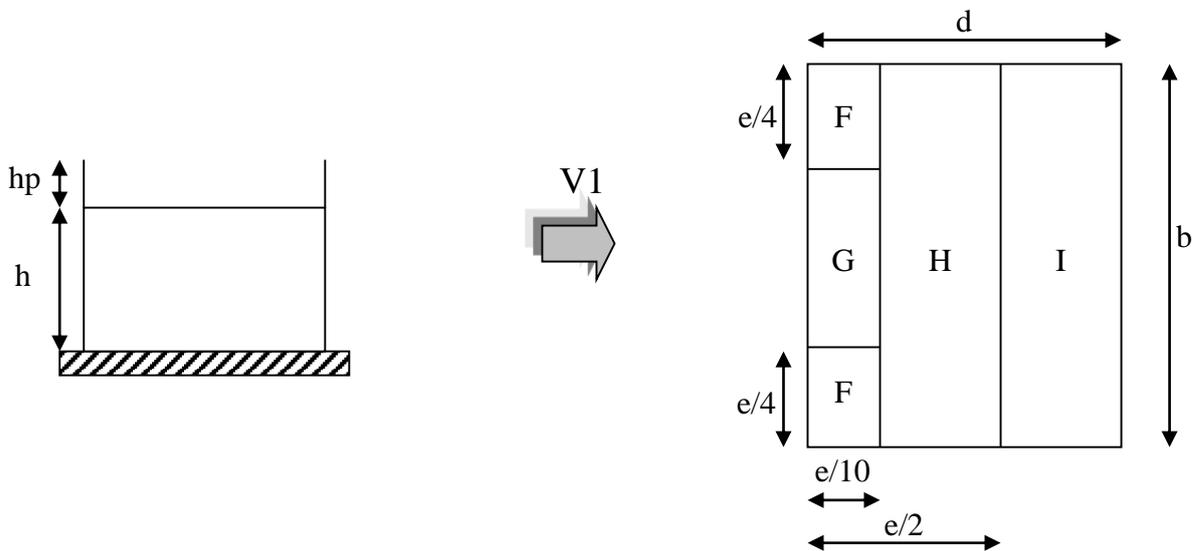
D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a:

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3



b) Toitures plates: (RNV 99 page 65).

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale 4° il convient de diviser la toiture comme la figure suivant:



D'après le tableau 5.2 (RNV P.66) on a:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.60}{27.54} = 0.022$$

F	G	H	I
Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10
-1,6	-1,1	-0,7	±0,2

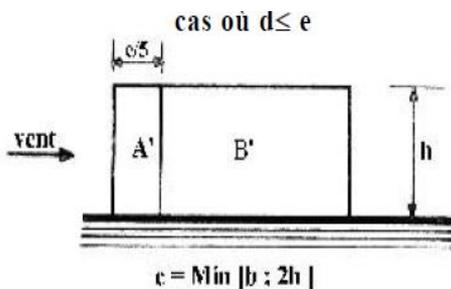
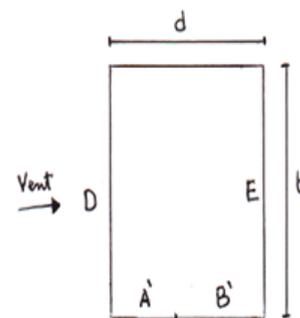
a) Parois verticales:

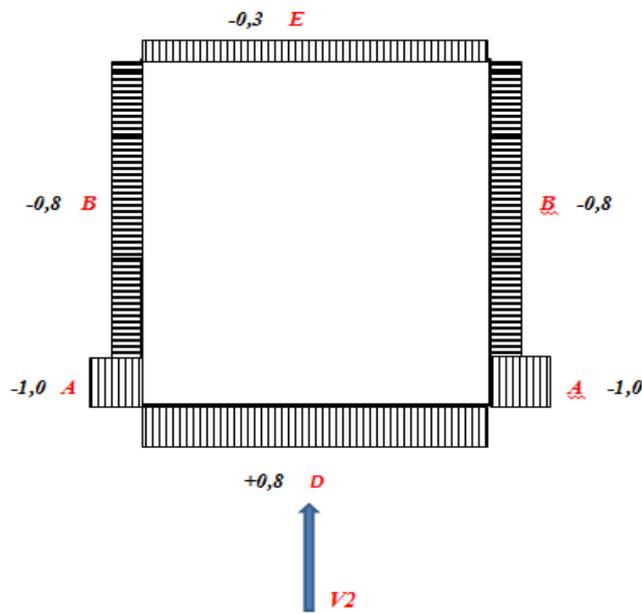
V2: La résultante des actions du vent sur **une façade long-pan** ; direction YY.

$h = 27.54 \text{ m}$; $b = 24.1 \text{ m}$; $e = \text{Min}(b, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(24.1, 2 \times 27.54) = 24.1 \text{ m}$.

Cas où $d=e \Rightarrow (24.1\text{m}=24.1\text{m})$ donc Pour notre cas en prend la 2^{ème} solution.

Zones	A	B	D	E
Cpe,	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3





b) Toitures plates: (RNV 99 page 65).

D'après le tableau 5.2 (RNV P.66) on a:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.60}{27.54} = 0.022 \approx 0.025$$

F	G	H	I
Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10
-1,6	-1,1	-0,7	±0,2

2.Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi: (RNV 99 §2 p.78)

Principes et définitions:

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit:

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent.}}{\sum \text{Des surfaces de toutes les ouvertures.}}$$

Valeurs du coefficient de pression intérieure Ci:

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées:

Ci = +0.8 et Ci = -0.5

➤ Détermination de la pression dynamique du au vent:

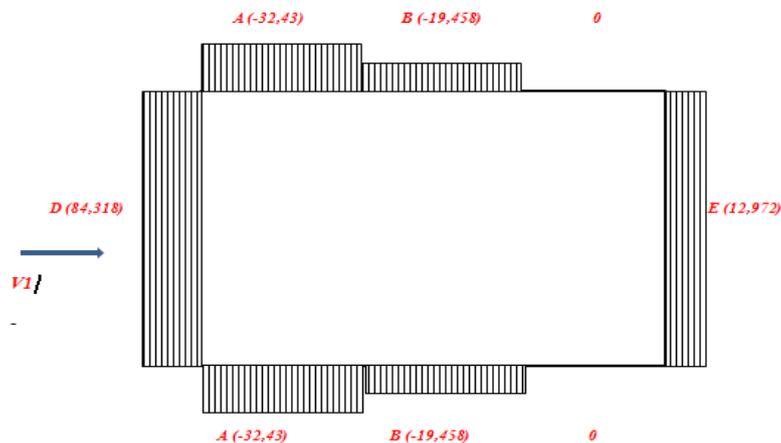
La pression du au vent q_i qui s'exerce sur une construction à la hauteur z est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

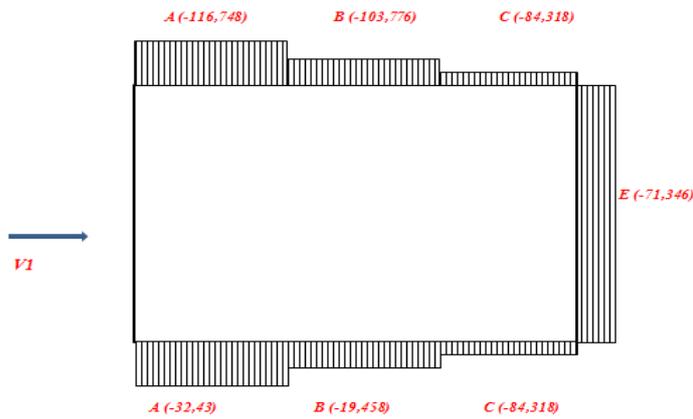
Parois verticales:

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j (daN/m ²)
A	0,97	6.75	-1,0	+0,8	-11.18
				-0,5	-3.27
B	0,97	6.75	-0,8	+0,8	-10.48
				-0,5	-1.96
C	0,97	6.75	-0,5	+0,8	-8.51
				-0,5	0
D	0,97	6.75	+0,8	+0,8	0
				-0,5	93.16
E	0,97	6.75	-0,3	+0,8	-7.20
				-0,5	1.26

Si le coefficient de pression intérieure $C_{pi} = -0.5$



Si le coefficient de pression intérieure $C_{pi} = +0.8$



Toitures:

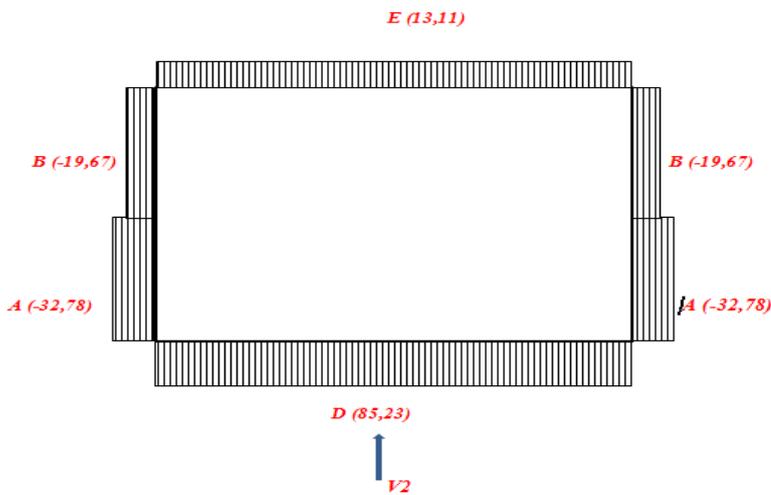
Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	qj (daN/m2)
F	0,97	72	-1,6	+0,8	-167.62
				-0,5	-76.82
G	0,97	72	-1,1	+0,8	-132.70
				-0,5	-41.90
H	0,97	72	-0,7	+0,8	-104.76
				-0,5	-13.97
I	0,97	72	±0,2	+0,8	69.84
				-0,5	-48.89

V2: La résultante des actions du vent sur **une façade long-pan** ; direction YY

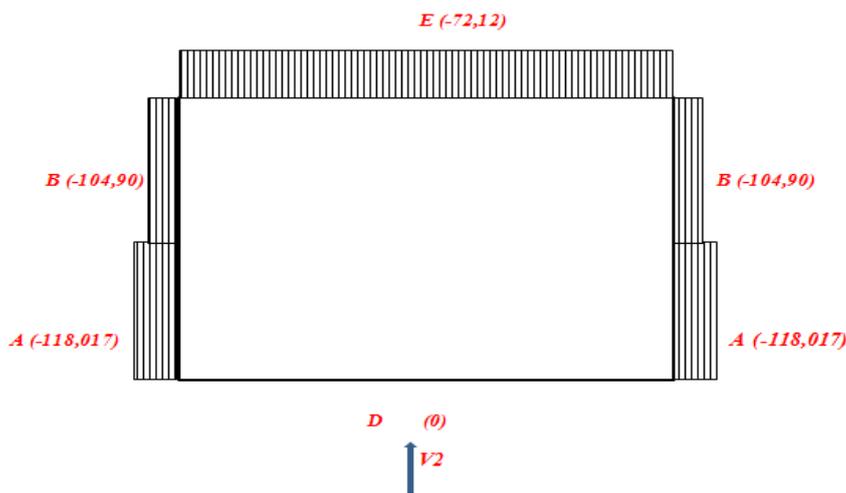
Parois verticales:

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	qj (daN/m2)
A	0,93	6.75	-1,0	+0,8	-11.30
				-0,5	-3.14
B	0,93	6.75	-0,8	+0,8	-10.05
				-0,5	-1.88
D	0,93	6.75	+0,8	+0,8	0
				-0,5	8.16
E	0,93	6.75	-0,3	+0,8	-6.91
				-0,5	1.26

Si le coefficient de pression intérieure $C_{pi} = -0.5$



Si le coefficient de pression intérieure $C_{pi} = +0.8$



Toitures:

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	qj (daN/m ²)
F	0,93	72	-1,6	+0,8	-160.70
				-0,5	-73.66
G	0,93	72	-1,1	+0,8	-127.22
				-0,5	-40.18
H	0,93	72	-0,7	+0,8	-100.44
				-0,5	-13.39
I	0,93	72	±0,2	+0,8	96.98
				-0,5	46.87

IV.2.6. Calcul des forces de frottement:

Dans notre structure le calcul de la force de frottement est inutile parce que les deux conditions de l'article 1.4.2 page 41.

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $(d/b \geq 3)$, et le rapport $(d/h \geq 3)$, soient vérifiés.

$$b=13.85m; \quad d=24.1m; \quad h=27.54m.$$

$$(d/b) = (24.1 / 13.85) = 1,74 < 3 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$(d/h) = (24.1/27.54) = 0,87 < 3 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

Alors la force de frottement $F_r = 0$

Force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces :

→ Une force globale horizontale F_W .

→ Une force de soulèvement F_u .

Dans notre structure la force de soulèvement F_u est négligeable parce que il y a des planchers très lourds $\Rightarrow F_u = 0$

 **Action d'ensemble:** ce sont les forces résultantes des pressions q_j appliquées sur notre bâtiment. On les note par R_x ; R_y ; R_z ; dirigées respectivement suivant les sens x ; y et z .

La force résultante R est donnée par : (art 2.1.2 page 44).

$$R = \sum (q_j \cdot s_j) + \sum F_{frj}^0$$

→ q_j (N/m^2) : la pression du vent sur un élément de surface j .

→ s_j ($en m^2$) : est l'aire de l'élément de surface.

→ F_{Frj} ($en N$) : La force de frottement.

Calcule S:

Donc :

$$R = \sum (q_i \times S_i) = q_1 \times S_1 + \sum_2^9 (q_i \times S_2)$$

S_1 : Surface de RDC.

S_2 : Surface d'EC.

Façade pignon V1:

$$S_1 = h_1 \times b = 3.06 \times 13.85 = 42.381 \text{ m}^2$$

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = S_5 = S_6 = S_7 = S_8 = S_9 = 42.381 \text{ m}^2$$

Donc: RT = 18804.1 daN

Façade long-pan V2:

$$S_1 = h_1 \times b = 3.56 \times 27.00 = 96.12 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_3 = S_4 = S_5 = S_6 = S_7 = S_8 = S_9 = h_2 \times b = 3.06 \times 27.00 = 82.62 \text{ m}^2$$

Donc: RT = 205469.06 daN

✚ Excentricité de la force globale horizontale:

Selon l'article 2.2.1 et 2.2.2 page 44 on doit tenir compte d'une excentricité $e = \pm \frac{b}{10}$

dans les deux directions. Ceci est important pour calculer les systèmes de contreventement à la torsion.

Notre structure à une excentricité égale a:

- Sans XX: $e = \pm \frac{13.85}{10} = \pm 1.385 \text{ m}$

- Sans YY: $e = \pm \frac{24.1}{10} = \pm 2.41 \text{ m}$



CHPAITRE V

*ferraillage des élément
porteurs*

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**

$$1,35G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

- **Règlement RPA 99(V2003) :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0,8G \pm E \quad (2)$$

- **Pour le portique :**

- **Les poteaux :**

À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$ (RPA99 V2003)

$0,8 G \pm E$

Sachant que :

- La combinaison ($0.8G \pm E$) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min}, M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- **Les poutres :**

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$
 $G + Q \pm E$ (RPA99 v2003)
 $0,8G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif.

- Les voiles :

$G + Q \pm E$ (RPA99v2003)

$0.8G \pm E$

V.3. Ferrailage des éléments porteurs :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

V.3.1. Ferrailage 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 » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc 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 :

- **Tab.V.1.**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

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
(A)

- Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL :**

- ELU : 1,35G + 1,5 Q

- EL.S : G + Q

- **Selon le RPA99 :**

- G + Q ± E (M_{max} → N_{corr})

- 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à 1 ' E.L.U.

- Recommandation de (RPA 2003) :

1/ Pourcentage minimal (zone II) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

- Armatures transversales :

➤ **BAEL91 : (art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

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'élançement 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 ($l_f = 0.7L$)

➤ **RPA99(VER2003):**

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

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

-Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

D'après le **(RPA99ver 2003) art.5.2 :**

- $G + Q \pm E$ (5-1)

- $0.8 G \pm E$ (5-2)

D'après le **BAEL 91 :**

$$1.35 G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N^{\max} : M^{\text{correspondant}}$$

$$N^{\min} : M^{\text{correspondant}}$$

$$M^{\max} : N^{\text{correspondant}}$$

Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 50×50) :

$$c = c' = 4\text{cm}; \quad s = 50 \times 50(\text{cm}); \quad \text{acier } F_e \text{ E400}; \quad f_{c28} = 25\text{Mpa}.$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}; \quad L = 3.06\text{m} : \text{ hauteur totale du Poteau}.$$

Tab.V.2.les valeurs de N et M dans les combinaisons

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)
2195.62	-5.25	110.01	149.53	11.42	0.59	1599.76	-3.93

-Ferrailage longitudinal :

$$N_{\max} = 2195620 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 5250 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{MAX}} = 110010 \text{ N.m}; \quad N_{\text{cor}} = 149530 \text{ N}$$

$$N_{\min} = 11420 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 590 \text{ N.m}$$

❖ (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 C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2; \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224\text{cm}$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{5250}{2195620} = 0.0024\text{m} = 0.24\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.24 = 2.24\text{cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

h : longueur de section de poteau (55x60) cm²

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\frac{2.142}{0.60} = 3.57 < \max (15 ; 0.13)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi), \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \frac{2.142}{0.60} = 12.35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.35}{35} \right)^2} = 0.829$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.829) = 0.00839\text{m} .$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.24 + 0.84 = 3.08\text{cm}$$

$$e = 3.08\text{cm}$$

$$\diamond M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 2195620 \times 0.0308 = 67625.10\text{N.m.}$$

♦ Les efforts corrigés seront :

$$\diamond N_{\text{MAX}} = 2195620\text{N.m} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 67625.10\text{N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 55 \times 60 \times 14.2 = 945990.93 \text{ N.m}$$

$$A = 945990.93 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 5250 + 2195620 \left(0.55 - \frac{0.60}{2}\right) = 550217.5 \text{ N.m}$$

$$B = 2195620 (0.55 - 0.04) - 550217.5 = 569548.7 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{5250}{14.2 \times 55 \times 55^2} = 0.22$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.318; \beta = 0.873)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{5250}{348 \times 0.873 \times 55} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3.142 - \frac{2195620}{100 \times 348} = -59.95 \text{ m}^2$$

❖ (G + Q ± E):

$$M_{\text{MAX}} = 112.62 \text{ KN.m}; N_{\text{cor}} = 1411.95 \text{ KN}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{110010}{149530} = 0.7357 \text{ m} = 73.57 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 73.57 = 75.57 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.829) = 0.00839 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 75.57 + 0.84 = 76.41 \text{ cm}$$

$$e = 76.41 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 149530 \times 0.764 = 11042.8 \text{ N.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 149530 \text{ N}; M_{\text{corrigé}} = 11042.8 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 55 \times 60 \times 14.2 \text{ (N.m)}$$

$$A = 795682.8 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 11042.8 + 149530 (0.55 - \frac{0.60}{2}) = 48425.3 \text{ N.m}$$

$$B = 149530 (0.55 - 0.04) - 48425.3 = 27835 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{110010}{18.5 \times 55 \times 55^2} = 0.036$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation- accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.046, \beta = 0.982)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{110010}{400 \times 0.969 \times 55} = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 5.09 - \frac{110010}{100 \times 400} = 2.34 \text{ cm}^2$$

❖ **(0,8G+E):**

$$N_{\min} = 11.42 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corr}} = 0.59 \text{ KN.m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; \frac{L}{250})$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{590}{11420} = 0.0517 \text{ m} = 5.17 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 5.17 = 7.17 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.829) = 0.00839 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 7.17 + 0.84 = 8.01$$

$$e = 8.01 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 11420 \times 0.0801 = 914.742 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 590 \text{ N}; \quad M_{\text{corrigé}} = 914.742 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 55 \times 60 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 1036629 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 914.742 + 590 \left(0.55 - \frac{0.60}{2} \right) = 1062.42 \text{ N.m}$$

$$B = 11420 (0.55 - 0.04) - 1062.42 = 4761.78 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{590}{18.5 \times 55 \times 55^2} = 0.0002$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \textit{situation-accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.00025, \beta = 0.999)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{590}{400 \times 0.999 \times 55} = 0.043 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.043 - \frac{590}{100 \times 400} = 0.028 \text{ cm}^2$$

- Vérification des sections : RPA (99ver2003)

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (h \times b) = 0.008(55 \times 60) = 26.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}_b$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23 d b \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,23 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 26.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA25+4HA16=27.68cm

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	3.14	26.4	2.78	4HA25+4HA16 =27.68cm ²
G+Q+E	5.09			
0.8G+E	0.043			

- Vérification à L'ELS :

Après avoir fait 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 : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

➤ Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser} = 1599760 \text{ N}$; $M_{ser} = 3930 \text{ N.m}$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{31.140}{1470.72} = 0.021 \text{ m} \quad e_0 = 0.021 < \frac{h}{6} = \frac{0.50}{6} = 0.083$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

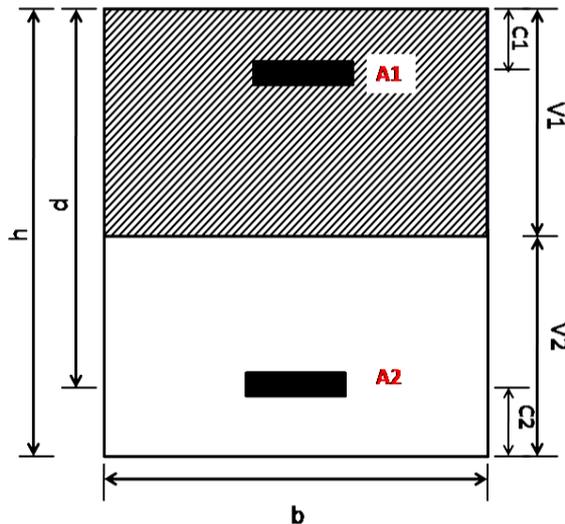
$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 55 \times 60 + 15(27.68) = 3715.2 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$= \frac{1}{3715.2} \left[\frac{55 \times 60^2}{2} + 15(13.84 \times 4 + 13.84 \times 55) \right] = 27.15 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 27.15 = 32.85 \text{ cm}$$

Fig.V.01.section de poteau.



$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (27.15^3 + 32.85^3) + 15[13.84(27.15 - 4)^2 + 13.84(32.85 - 4)^2] = 130085191 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 3930 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1599760}{100 \times 3715.2} = 4.31 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{3930}{130085191} = 0.003$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.31 + 0.003 \times 27.15 = 4.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.39 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.39 + 0.003(27.15 - 4)] = 66.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.39 - 0.003(55 - 32.85)] = 64.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 66.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 64.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

- 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 .

$$V_{\max} = 98.07 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{98.07 \times 10^3}{550 \times 540} = 0.33 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0.33 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

-Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

$$\text{l'aide de la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : 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 effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.50 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

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 ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.55} \text{ ou } \frac{2.142}{0.60} \right) \lambda_g = (3.57) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend t = 10 cm

❖ La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

-En prend $S_t = 15$ cm dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 98070 \times 0.15}{60 \times 235} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.91 \text{ cm}^2$ soit 5 cadres de $\Phi 10$ $A_t = 3.93 \text{ cm}^2$

-Vérification des cadres des armatures minimales : d'après

➤ **RPA99 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 t = 10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.80 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : t = 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.70 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min(37.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

$S_{POT} (\text{cm}^2)$	$A_{BAEL} (\text{Cm}^2)$	N^{mbr} des barres	$A_{\text{adapt}} (\text{cm}^2)$
55x60	26.4	4HA25+4HA16	27.68

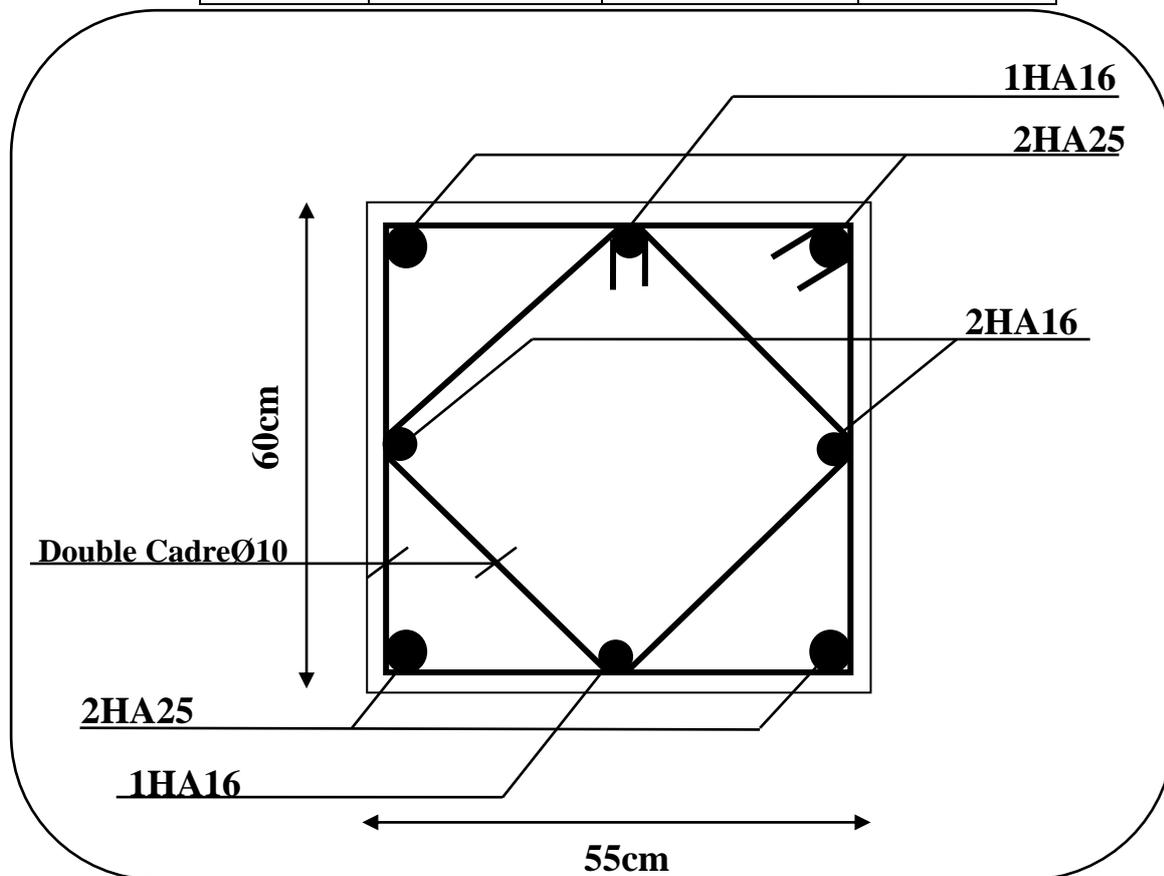


Fig.V.02.Coupe de ferrailage de section de poteau.

V.3.2. ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrailage est obtenu à l'état limite ultime

« ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

- En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :
 - **Selon BAEL91 :**
ELU : **1.35G + 1.5Q**en travée.
 - **Selon RPA99/2003 :**
 G +Q ± E..... sur appui
 0.8G ± E.....en travée
- **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 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

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

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40φ en zone II_b

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

- **Ferrailage longitudinale des poutres :**
 - **Pour les poutres principales :**

$S = 30 \times 45 \text{ cm}^2.$

$\varnothing \geq \frac{h}{10}, \varnothing \geq \frac{45}{10} = 4.5\text{cm}, c \geq 1 + \frac{\varnothing}{2} \quad c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25\text{cm}$

C=3.5cm

- Pour les poutres secondaires (chinages)

S = 30×40 cm².

$$\emptyset \geq \frac{h}{10}, \emptyset \geq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}, c \geq 1 + \emptyset/2 \quad c \geq 1 + 40/2 = 3 \text{ cm}$$

C=3.5cm

$f_{su} = f_e E = 400 \text{ Mpa}$.

- Vérifications nécessaires pour les poutres :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 41,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,50 \text{ cm}^2 \dots \text{ Poutre principale}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 36,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,32 \text{ cm}^2 \dots \text{ Poutre principale}$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 45 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \text{ poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2 \dots \text{ poutre secondaire}$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \dots \text{ pour la poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2 \dots \text{ pour la poutre secondaire}$$

- calcul le ferrailage:

-En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	M (N.m)	μ	μ_t	α	B	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	51060	0.068	0.392	0.088	0.965	3.62
Poutre secondaire	26620	0.035	0.392	0.044	0.982	1.85

E.L.S : Combinaison (G + Q).

	M_U (N.m)	M_{ser} (N.m)	α	γ	ᾱ	Condition
Poutre principale	51060	37570	0.088	1.36	0.430	vérifiée
Poutre secondaire	26620	19400	0.044	1.37	0.445	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	3.62	1.50	6.75	1.35	6.75	3T12+3T12=6.78
Poutre secondaire	1.85	1.32	6	1.20	6	3T12+3T12=6.78

Sur Appuis

-Combinaison (G + Q + E).

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm²)
Poutre principale	159500	0.167	0.392	0.230	0.908	10.58
Poutre secondaire	106930	0.112	0.392	0.149	0.940	6.85

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm²)	A_{min}^{BAEL} (cm²)	A_{min}^{RPA/2} (cm²)	A_{min}^{BAEL} (cm²)	A_{max}	A_{adopt}(cm²)
Poutre principale	10.58	1.50	3.38	1.35	10.58	3T16+3T14= 10.65
Poutre secondaire	6.85	1.32	3	1.20	6.85	3T11+3T12=8.01

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00855 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots cv$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.114 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 27} = 0.00643 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.114 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots cv$$

- **Ferrailage des armatures transversales :**

-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

✓ on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

- **Poutre principale :**

$$V_u^{\max} = 169.57 KN.m$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{169570}{300 \times 415} = 1.36 MPa < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

- **Poutre secondaire :**

$$V_u^{\max} = 122.74 KN.m$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{122740}{300 \times 365} = 1.12 MPa < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

- Disposition constructives :

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} \rightarrow s_t = 10cm$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} s_{t1} = \frac{45}{2} = 22.5cm \end{array} \right.$$

$$s_{t2} = 40/2 = 20cm$$

$$s_t \leq \min\{0.9d ; 40cm\} \begin{cases} s_{t1} \leq \min\{37.35; 40\}cm \\ s_{t2} \leq \min\{32.85; 40\}cm \end{cases}$$

$$\rightarrow s_{t1} = s_{t2} = 15cm$$

• **Les armatures transversales :**

- **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 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi; 30cm) = 7.5 \text{ cm.}$$

S_t : l'espace entre les 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.

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min (32.85cm; 40cm) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **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 :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 7,5 \times 30 = 0,675 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0,675 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

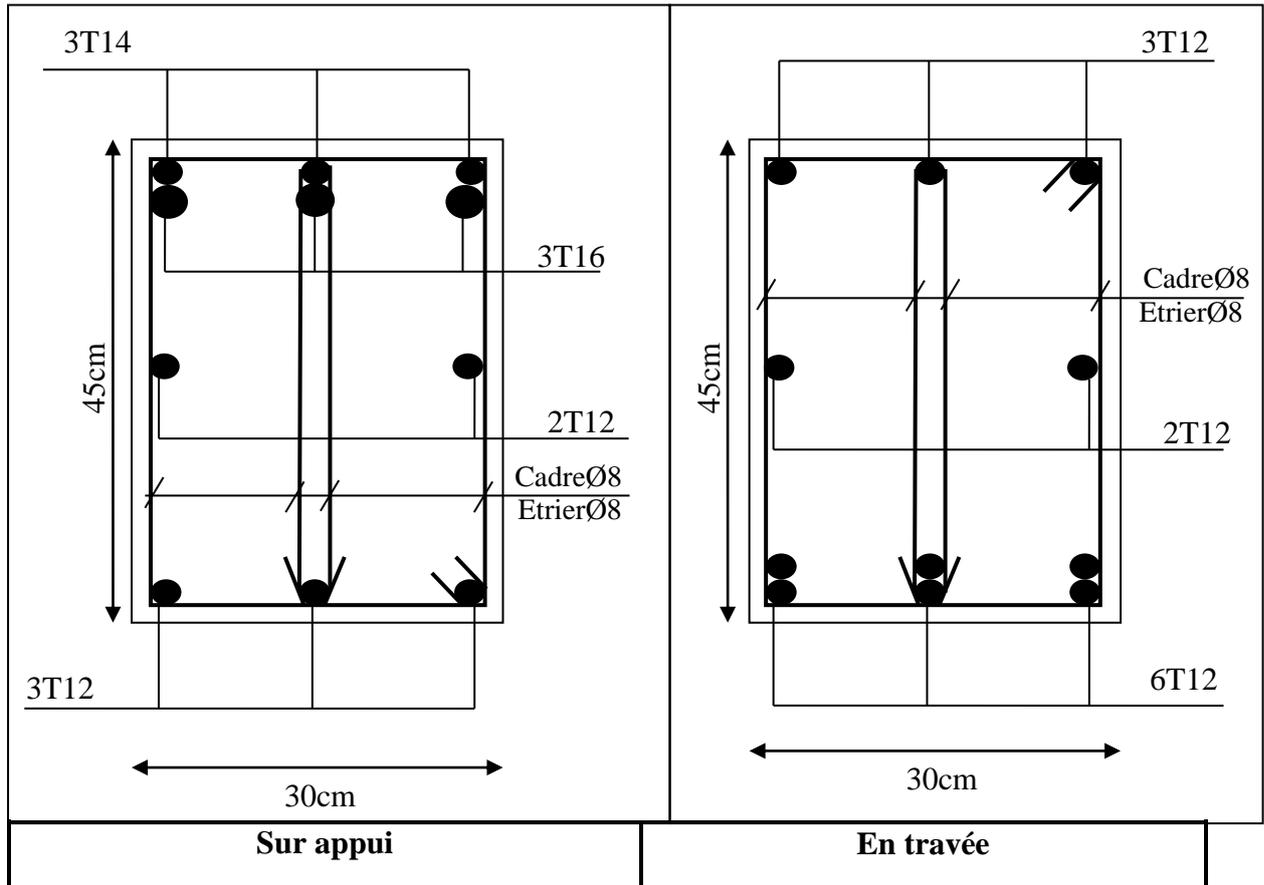


Fig.V.03. Ferrailage de la poutre principale.

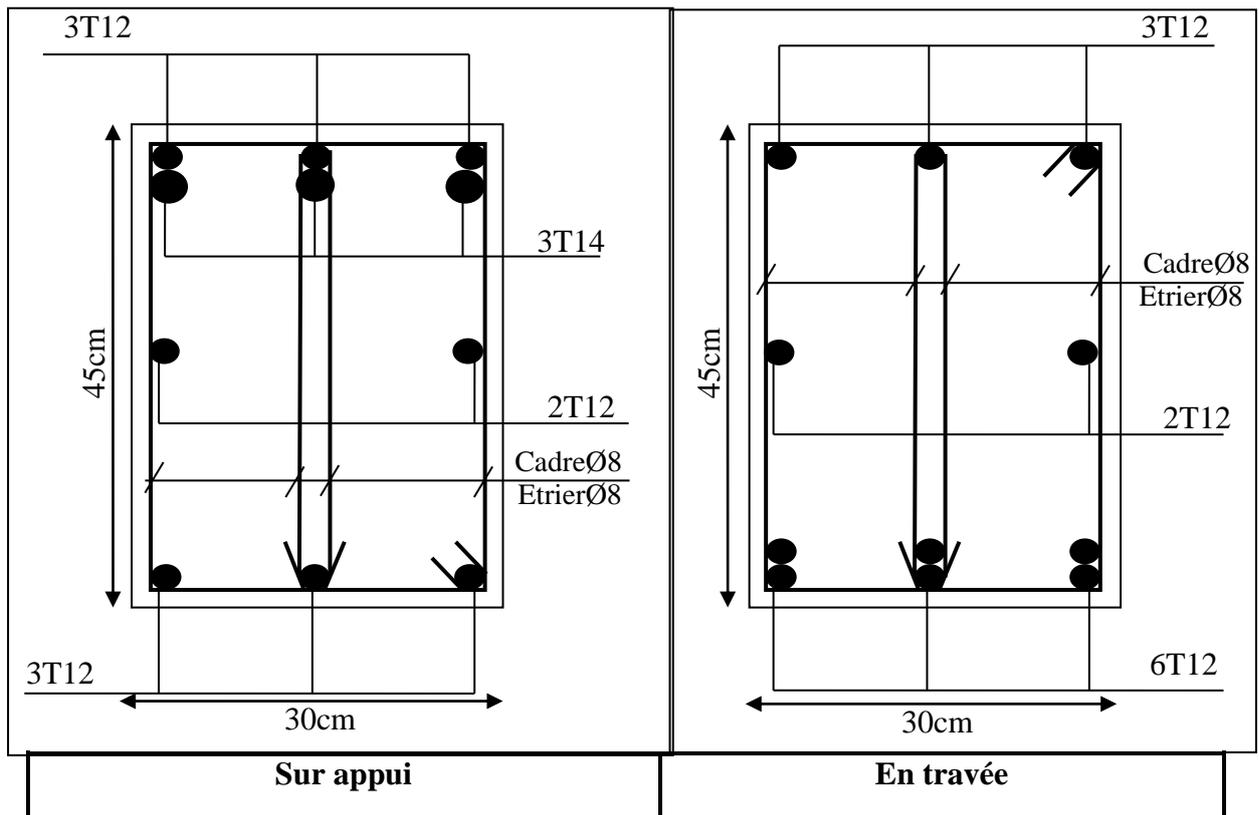


Fig. V.04. Ferrailage de la poutre secondaire.

V..4.Ferrailage Des Voiles :

4.1.Voiles pleins :

4.1.1. Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munis de crochets (jonction de recouvrement).

4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
 - En zone courante égale a 0.10%.
6. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

4.1.2. Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ :Diamètre des barres horizontales .

- Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5a$ (a : Epaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe ,les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ,Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about)ne devrait pas dépassé 1/10de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible .
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- Armatures transversals :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel.

Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

4.2. 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).

-Etapas 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 a 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 :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

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 :

$$\text{Avec:} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰} \quad A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-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.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \circ \quad \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \circ \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

$$\diamond \text{ 1}^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond \text{ 2}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h$$

$$\diamond \text{ 3}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

4.3. 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 :

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$

- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$

- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

4.4. 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 :

- $N_{\min} = 0,8N_g + N_e, (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$

- $M = 0,8M_g + M_e$

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 :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

4.5.exemple de Calcul:

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

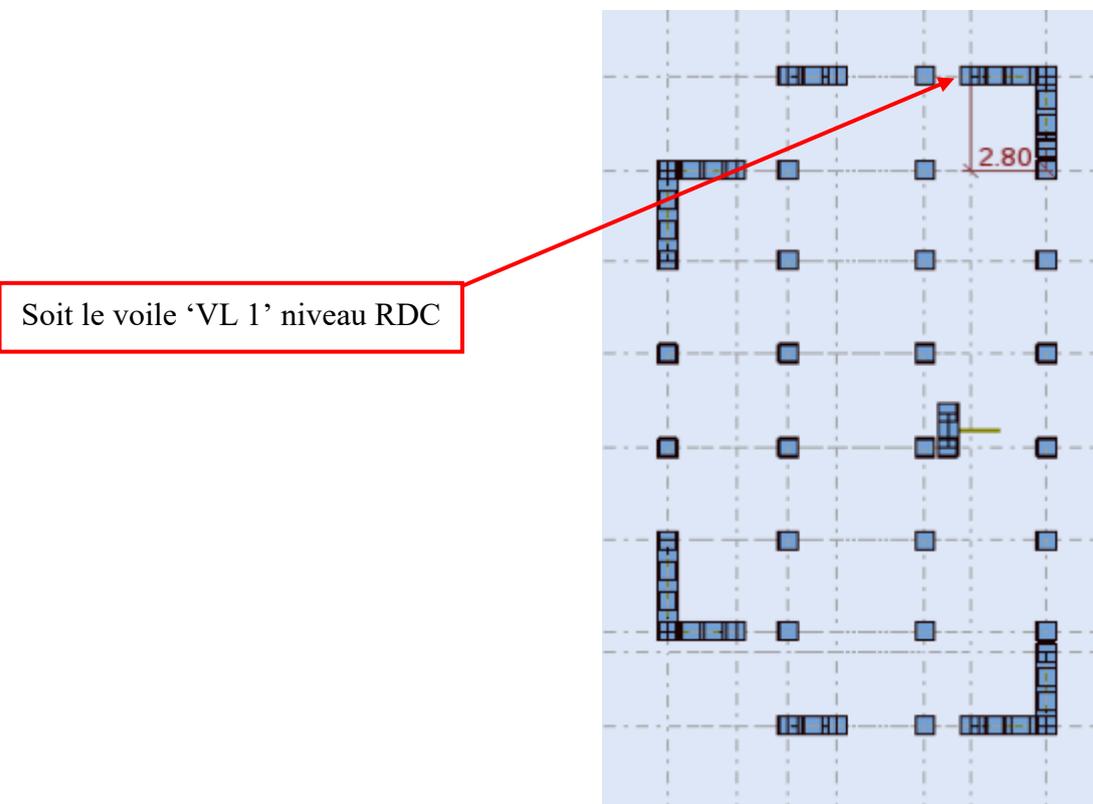


Fig.VI.05.disposition des voiles.

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

-Armatures verticales :

Soit le voile 'VL (L=2.80m)

G+Q+ E

NIVEAU	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	288.24	568.20	1054.25

$$\rightarrow M_{max} = 1054.25 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 568.2 \text{ KN}$$

$$h = 2.80 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.75 \text{ m} ; a = 0.15 \text{ m}$$

Determination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1054.25}{568.20} = 1.86 \text{ m} \leq L_{max}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 280 - 0.81 \times 5) \times 15 \times 280 \times 14.2$$

$$A = 5361.97 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1054.25 + 568.2 \times (2.75 - \frac{2.80}{2}) = 1622.4 \text{ KN.m}$$

$$B = 568.2(2.75 - 0.05) - 1622.4 = -88.8 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Verification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.86}{2.8} = 13.29$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.8} = 0.546$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \{15 ; 13.75\} \rightarrow (C.V)$$

4.6.Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2389.47 \text{KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2389.47 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 275^2} = 0.114$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.15 ; \beta = 0.939)$$

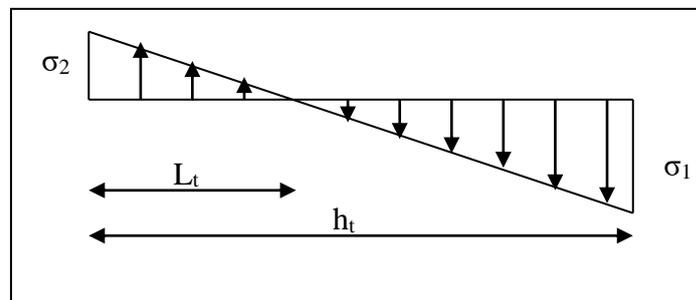
$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{2588.39 \times 10^3}{400 \times 0.939 \times 275} = 23.13 \text{cm}^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 23.13 - \frac{568.2 \times 10^3}{100 \times 400} = 8.92 \text{cm}^2$$

-L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{568.2 \times 10^3}{150 \times 2800} + \frac{6 \times 1054.25 \times 10^6}{150 \times (2800)^2} = 6.73 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{568.2 \times 10^3}{150 \times 2800} - \frac{6 \times 1054.25 \times 10^6}{150 \times (2800)^2} = -4.02 \text{MPa}$$

$$0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.05 \text{m} \geq \sigma_1$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 105 \times 15 = 3.15 \text{cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 2.8 = 6.3 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

Résultats final :

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend $A = 8.92 \text{ cm}^2$

En zone courante :

$$h' = h - 2lt > 0$$

$$h' = 280 - 2 \times 105 = 70 \text{ cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times (70) = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 8.92 + 1.05 = 19.34 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 6.3 \text{ cm}^2$$

-L'espacement:

d'après (RPA99 version 2003).art.7.7.4.1.

$$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{19.34}{2} = 9.67 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{\text{nap1}} = 8\text{HA}10 + 8\text{HA}10 = 12.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 8\text{HA}10 + 8\text{HA}10 = 12.52 \text{ cm}^2$$

-Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 288.24 \times 10^3}{150 \times 2750} = 0.98 \text{ Mpa}$$

a : épaisseur du voile (a = 15 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 280 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 : $A_{hor} = 4\phi 10 = 4.02cm^2 / ml$

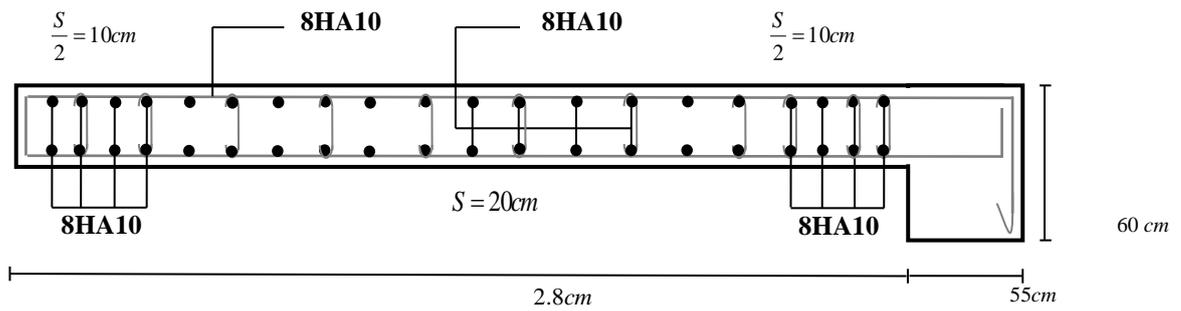


Fig.VI.06. Ferraillage de la voile.



CHPAITRE VI

Etude l'infrastructure

VII.1.Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

.Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donnée la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :
 - ☞ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
 - ☞ Jouer le rôle d'Appuis.
 - ☞ Assurer la liaison.
 - ☞ Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.



VII.2 : Etude des fondations:

2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé. $\sigma_{sol} = 1.70$ bars.

2.2 / Choix du type de fondation :

☞ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

☞ **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 filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :

⇒ (Le radier général)

VI.2.3. Radiers :

2.3.1. Généralités :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement

Général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

2.3.3 Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

b) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :** $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{max} : le plus grand travail.

$L_{max} = 350cm \Rightarrow 43.75cm \leq h_r \leq 70cm$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 50 cm$

- **Sous poteaux :**

- La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25cm$$

Avec : L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 50 cm$

- la nervure : $b \geq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : distance maximal Entre deux files successives.

$L_{max} = 5.00 m .$

$b \geq \frac{500}{10} = 50cm$

c)condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- _ L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{max} = 5.00m .$
- _ L_e : Longueur élastique.
- _ E :Pour un chargement de long durée ; $E = 3216420 t/m^2$
- _ I : Inertie de la section de radier.($b=1ml$)
- _ K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40MN/m^3$
- _ b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; K=4000t/m^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.727m$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 75$ cm pour les nervure.

$h = 50$ cm pour le radier.

$b = 50$ cm

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.035}{4000 \times 1}} = 3.26 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} = 3.18...(cv)$$

3.3.3 /Calcul de la surface minimale du radier:**Détermination des efforts**

$$\text{ELU: } N_u = 48330.54 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 35354.97 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{48330.54}{1,33 \times 170} = 213.76 m^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{35354.97}{1,33 \times 170} = 156.37 m^2$$

$$S_{batiment} = 333.79 m^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 213.76 m^2$$

Alors : La surface de bâtiment $>$ a la surface de Radier

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 (24.1 m).

L_y : largeur en plan (13.85 m).

Calcul de débordement D :

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm})$. 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:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 333.79 + 0.4 \times 2 \times (24.1 + 13.85) = 364.15\text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (364.15 \times 0.75 \times 25) = 6827.81\text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 48330.54 + 1.35 (6827.81) = 57548.09\text{ KN}$$

$$N_s = 35354.97 + 57548.09 = 42181.78\text{ KN}$$

VII.2.4.Vérifications de radier :

4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100\text{ cm}$; $d = 0,9 h = 45\text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{57548.09 \times 1}{364.15} \cdot \frac{5}{2} = 395.085\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{395.085 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.79\text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5\text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.2/Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

Vérification pour les Voiles : Le voile et le plus sollicitée et avec $e=15\text{cm}$.

$$\mu_c = 2 \times (0.15 + 2.8 + (2 \times 0.75)) = 8.9\text{m}$$

$$N_u = 1057.42\text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 5006.25\text{KN} \quad (\text{C.V})$$

Vérification pour les Poteau : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.55 + 0.60 + (2 \times 0.75)) = 5.3\text{m}$$

$$N_u = 2195.62\text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 2981.3\text{KN} \quad (\text{C.V})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

4.3/Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 364.15 = 9832.05\text{KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier $=NG + G_{radier}$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN}/\text{m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h=1.8\text{ m}$)

$$G_T = 6827.81 + 1.35 (48330.54) = 72074.1\text{KN} > 9832.05\text{KN}$$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.4/Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$:

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

$$N = 5993.55 \text{ KN}$$

$$M_x = 2235.43 \text{ KN}$$

$$M_y = 2756.54 \text{ KN}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N (KN)	5993.55	5993.55
M(KN.m)	2235.43	2756.54
e(m)	0.012	0.015
L/4(m)	3.46	6.025
Condition	vérifier	vérifier

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 5335.62 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 16155.47 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

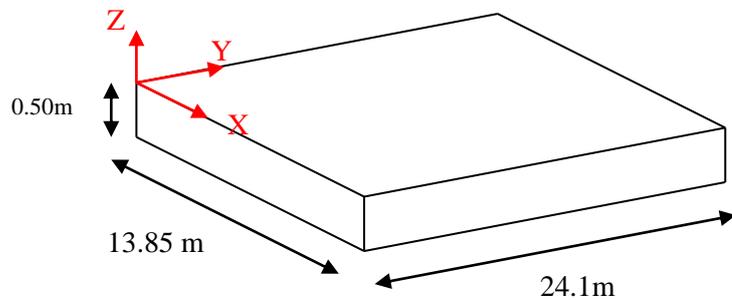


Fig.VII.01.schéma de radier.

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite du bâtiment	ex	ey
x_g	6.925	7.42	0.50	
y_g	12.05	12.04		0.01

4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.10 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 6.925 \text{ m}, Y_g = 12.05 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	5335.62	5993.55	2235.43	364.15
Y-Y	16155.47	5993.55	2756.54	364.15

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	193.6	135.6	179.1	226.10	C.V
Y-Y	185.16	144.04	174.88	226.10	C.V

VII.2.6. Ferrailage du radier:

Le radier se calculera comme 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 rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :



	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 48330.54 / 364.15$	$q_{ser} = 35354.97 / 364.15$
$q_u = 132.72 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 97.1 \text{ KN/m}^2$

• **Ferrailage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (5.00×3.50) m².

⇒ Panneau de rive.

■ **l'ELU** : $v = 0$; $q_u = 132.72 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 5.00 / 3.50 = 0.70 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.068$$

$$\mu_y = 0.436$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.068 \times 132.72 \times 3.50^2 = 110.56 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.436 \times 110.56 = 48.20 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 110.56 = 93.98 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 48.2 = 40.97 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 110.56 = 33.17 \text{ KN.m/ml.}$$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\emptyset_x + \emptyset_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée

Mu (KN ×m)	33.17	93.98	33.17	40.97
μ	0.0129	0.0366	0.0166	0.0205
μ<μL	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0,00	0	0,00	0
α	0.016	0.047	0.021	0.026
B	0.993	0.981	0.992	0.990
σs	348	348	348	348
As (cm²/ml)	2.26	6.47	2.56	3.17
As min (cm²/ml)	5.13	5.13	5	5
Choix des barres/ml	5HA12	5HA14	5HA12	5HA12
Asc orres (cm²/ml)	5.65	7.70	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

■ **l'ELS** : $v = 0.2$; $q_s = 97.1 \text{KN/m}$

$\alpha = 3.50/5.00 = 0.70 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,074$$

$$\mu_y = 0,585$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 88.02 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 51.49 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 74.82 \text{KN.m/ml.}$$



$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 43.77 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 26.41 \text{ KN.m/ml.}$$

• Calcul des armatures:

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	26.41	74.82	26.41	43.77
μ	0.010	0.028	0.013	0.021
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
α	0.012	0.035	0.016	0.027
B	0.995	0.986	0.994	0.989
σ_{st} (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	3.1	8.86	3.52	5.85
As_{min} (cm²/ml)	5.28	5.28	5	5
choix des barres/ml	6HA12	6HA14	6HA12	6HA14
As_{corr} (cm²/ml)	6.79	9.24	6.79	9.24
Espacement cm	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1) p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{132.72 \times 5 \times 3.5}{2(5) + 3.5} = 172.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{172.04 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.382 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min(2.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.382 < [\tau_u] = 2.5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

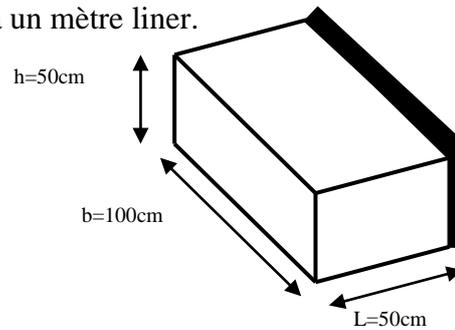
- **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.40$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linder.

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.45 \text{ m}$$



- **Présentation schématique :**

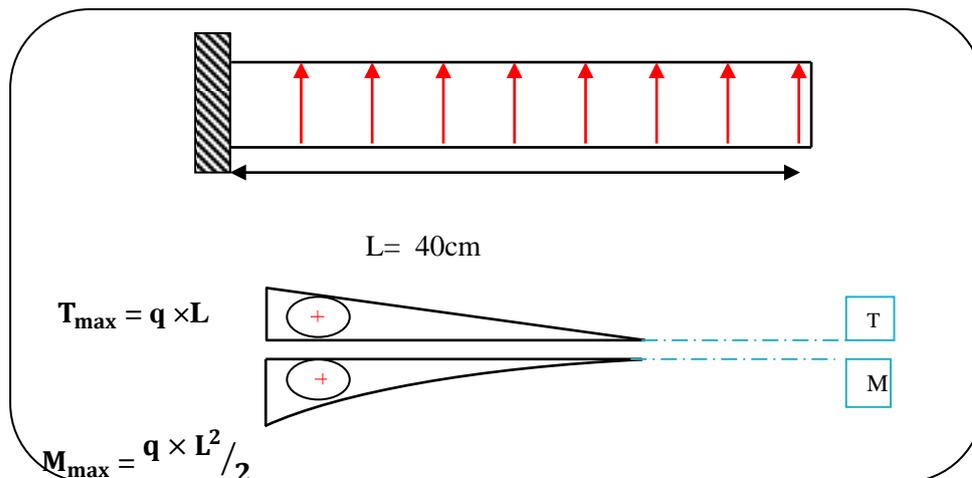


Fig.VI.02. schéma isostatique et sollicitations de les débords.

- **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 132.72 \times (0.5)^2 / 2 = 16.59 \text{ KN.m}$$

- **L'E LS :** (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 97.1 \times (0.5)^2 / 2 = 12.14 \text{ KN.m}$$

	M_{\max}	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Section adoptée
ELU	16.59	0.006	0.007	0.997	1.06	5.43	5.65	5HA12
ELS	12.14	0.004	0.005	0.998	0.78	5.43	5.65	5HA12

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

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

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h = 0.45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 132.72 \times 0.5 = 66.36 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{66.36 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

- **Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 75 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 67.5 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

a-Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{48330.54}{364.15} = 132.72 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{35354.97}{332.72} = 97.1 \text{ KN / m}^2$$

ELU

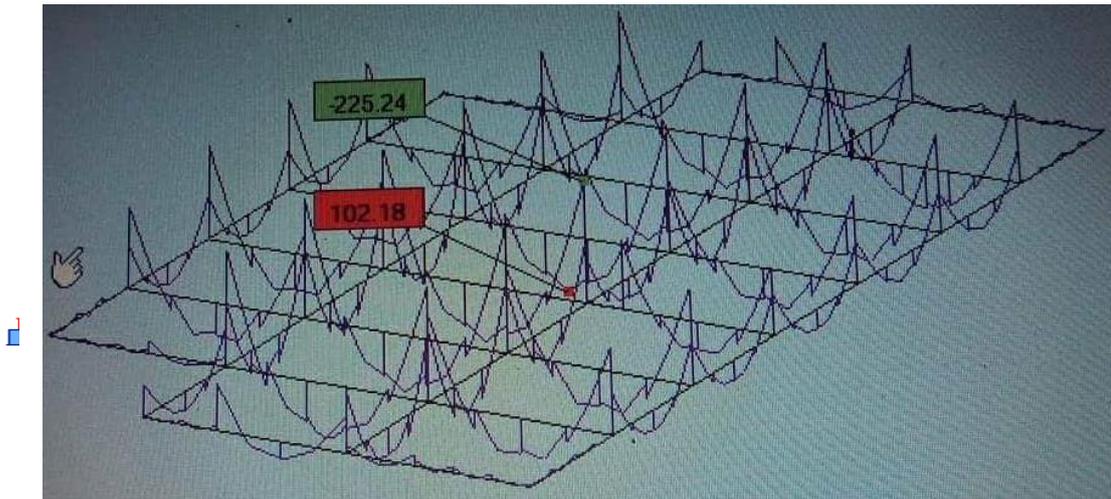


Fig.VI.03.sollicitation des nerverais (ELU).

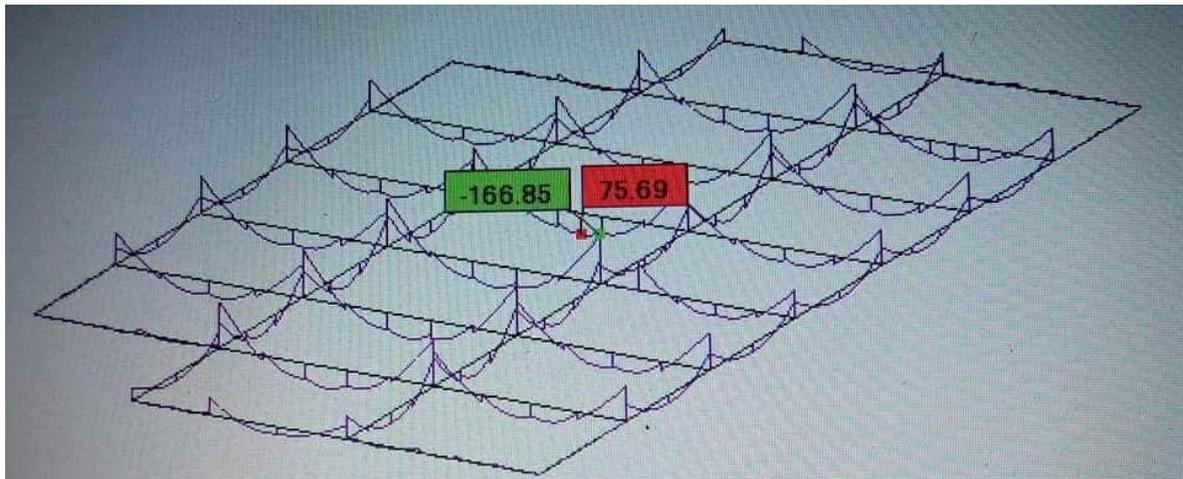


Fig.VI.04.sollicitation des nerverais (ELS).

-ELS

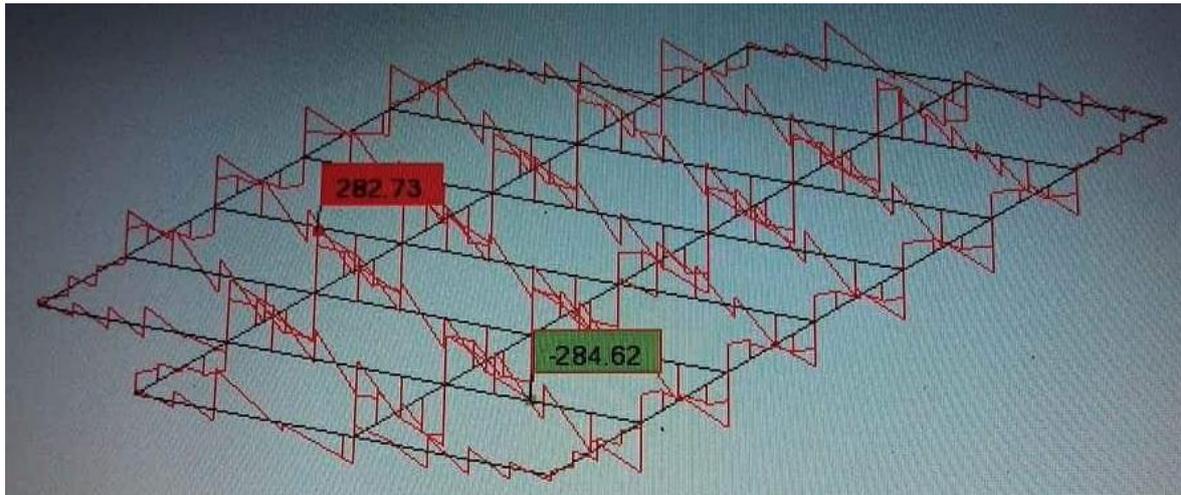


Fig.VI.05.sollicitation des nerverais (ELU).

$$ELU \begin{cases} M_a = -225.24 KN.m \\ M_t = 102.18 KN.m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_a = -166.85 KN.m \\ M_t = 75.69 KN.m \end{cases}$$

ferraillage de nervure a la ELU:

	M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
Appuis	225.24	0.077	0.100	0.960	9.92	18.75	20.61	4HA16+4HA20
Travée	102.18	0.031	0.040	0.984	4.39	18.75	20.61	4HA16+4HA20

ferraillage de nervure a la ELS:

	M_u [KN.m]	μ_b	A	B	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
Appuis	166.85	0.051	0.01	0.996	7.08	18.75	20.61	4HA16+4HA20
Travée	75.69	0.023	0.029	0.988	3.23	18.75	20.61	4HA16+4HA20

- Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
284.62	0.84	C.V

Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 50 \times 68 \times \frac{2,1}{400} = 4,1 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad \text{(BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 50 \times 75 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h \quad \text{(art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 50 \times 75 = 18,75 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (21,4, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min(18,75, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{75}{2} \Rightarrow S_t \leq 37.5$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

Schémas ferrailage de radier :

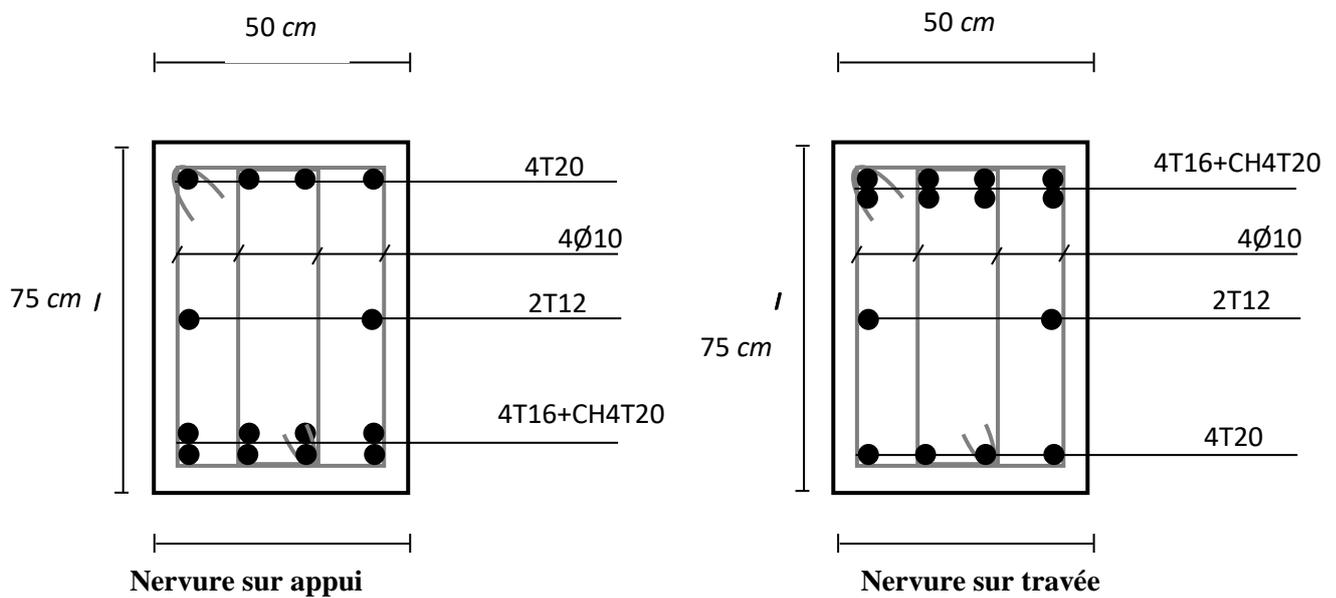


Fig.VI.06.ferrailage sur appui et travée de nervure.

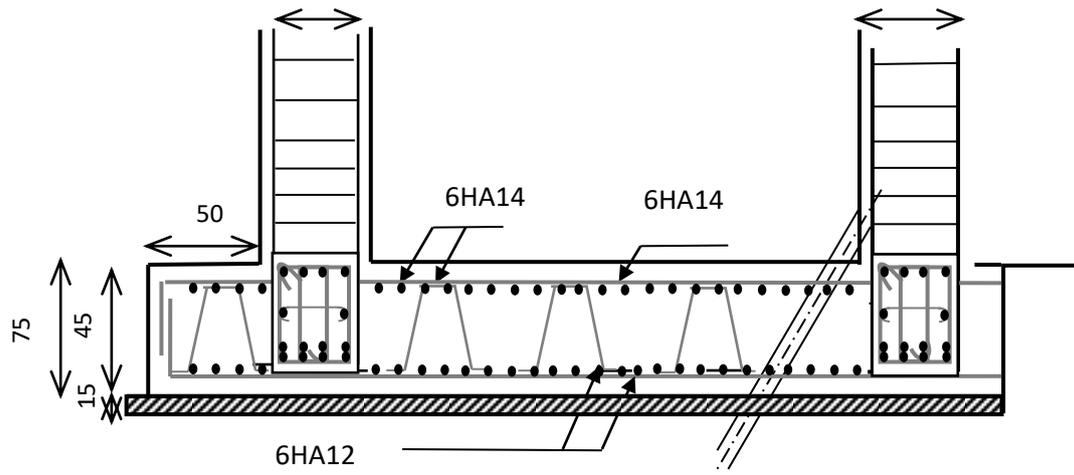


Fig.VI.07.ferraillage globale de radier.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis de rassembler les différentes connaissances acquises tout au long des cinq années de cursus universitaire.

L'utilisation de ces connaissances dans un projet nous a également permis de mieux appréhender les détails des différentes étapes de conception, de calcul et de réalisation afférentes à un projet.

Cette étude nous a également contraint à adopter un rythme de travail qui nous a aidé à mieux enrichir nos connaissances tant sur le plan d'une meilleure exploitation de la documentation (livres techniques, documents techniques réglementaires en vigueur...),

Si la documentation technique et l'outil informatique sont d'un apport précieux et indispensable dans la conception de la structure d'un projet, néanmoins la contribution du bon sens de l'ingénieur par le choix des solutions les plus efficaces et les moins coûteuses restent primordiales.

BIBLIOGRAPHIE

- **Livres et cours:**

- Règle parasismique Algérien (RPA 99).
- Règle BAEL 91
- Document technique réglementaire (dtr b.c.2.2.surcharge d'exploit).
- TD et Cours de la département de Génie Civil université Mohamed khider-Biskra
- .Béton armé (BAEL 91modifié 99 et DTU associés)(Jean-Pierre mougin)
- projets de fin d'étude

- **Logiciels :**

- Auto desk robot structural analysais professionnel 2011..... Analyse des structures.
- Auto desk Auto CAD 2009Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007..... Traitement du texte.

