



Mémoire de Fin d'Etudes

Présenté au

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Contrôle et calcul technique de construction

Réalisé par

CHABANE Zakaria

ZARGA Mbarek

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER PROFESSIONNEL

Intitulé

***Etude D'un Bâtiment R+4 à Usage D'habitation Avec
RDC Commercial Et Contreventement Mixte.***

Soutenu le : 28/09/2017

Devant le jury de soutenance composé de :

| | | | | |
|------|---------------------------|-----|--------------|-----------|
| MM : | Dr. DOUARA Taha Elhoussin | MCA | Univ. Djelfa | Président |
| | Mr. ALLOUT Naas | MAA | Univ. Djelfa | Encadreur |
| | Mr. HADJI Tarek | MCB | Univ. Djelfa | Examineur |

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à allah le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur :

*Mr **Alout Naas** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Merci

Dédicace

Je dédie ce lapidaire travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille et surtout Bébé Sirine Magda

A tous mes amis sans exception.

A toute la promotion de génie civil de DJELFA 2017

CHABANE.Z

Dédicace

Je dédie ce lapidaire travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille

A tous mes amis sans exception.

A toute la promotion de génie civil de DJELFA 2017

ZARGA.M

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|-----|
| Figure I .1- Diagramme déformations –contraintes de béton..... | 05 |
| Figure I .2- Diagramme de La contrainte limite du béton en compression..... | 06 |
| Figure I.3- Le diagramme <<contraintes–déformations>> | 07 |
| Figure I .4- Diagramme de déformation d'une section en béton armé..... | 08 |
| Figure II.1– dimensionnement de nervures..... | 11 |
| Figure II.2- les dimensions des poutres..... | 12 |
| Figure II.3- Dimensionnement de Coffrage des poteaux..... | 15 |
| Figure II.4- Dimensionnement des escaliers..... | 17 |
| Figure II.5- Plancher terrasse..... | 18 |
| Figure II.6- Plancher d'étage courant..... | 19 |
| Figure II.7- Mur de façade..... | 20 |
| Figure II.8- Murs intérieurs..... | 20 |
| Figure II.9- La dégression des charges au chaque étage..... | 25 |
| Figure II.10- Démontions de poteau intermédiaire..... | 25 |
| Figure III.1- Dimensionnement de l'acrotère..... | 29 |
| Figure III.2 - ferrailage de l'acrotère..... | 32 |
| Figure III.3- Évaluation des charges sur le balcon..... | 32 |
| Figure III.4- Ferrailage de balcon..... | 33 |
| Figure III.5- Ferrailage de balcon..... | 35 |
| Figure III.6- Ferrailage de Plancher..... | 41 |
| Figure III.7 : Ferrailage de poutrelle..... | 44 |
| Figure III.8 : les charges de l'escalier..... | 46 |
| Figure III.9 - Schéma de ferrailage..... | 52 |
| Figure III.10- Schéma de ferrailage..... | 55 |
| Figure IV.1- la structure sur le << sap2000 >>..... | 56 |
| Figure VI.2: directions du vent | 69 |
| Figure VI.3: Pression dynamique de chaque étage..... | 70 |
| Figure V-1 : schéma de ferrailage des poteaux..... | 86 |
| Figure V -2 : schéma de ferrailage des poutres principales (30x40)cm ² | 93 |
| Figure V-3 : schéma de ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm ² | 93 |
| Figure V-4: schéma de ferrailage de voile..... | 97 |
| Figure VI-1 : schéma de ferrailage d'une semelle isolée..... | 101 |
| Figure VI-2 : schéma de ferrailage d'une filantes sous voile..... | 103 |
| Figure VI-3 : schéma de ferrailage d'une semelle filante sous deux poteaux... | 105 |
| Figure VI -4 : schéma de ferrailage de longrine..... | 107 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|----|
| ✚ Tableau I.1- Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage | 03 |
| ✚ Tableau I.2- Composition moyenne des Béton..... | 04 |
| ✚ Tableau II.1- récapitulatif..... | 12 |
| ✚ Tableau II.2- L'épaisseur des voiles..... | 16 |
| ✚ Tableau II.3- récapitulatif..... | 23 |
| ✚ Tableau II.4- Les charges des chaque élément de structure..... | 26 |
| ✚ Tableau II.5- Calcul α | 28 |
| ✚ Tableau II.6 - Dimensionnement des Poteaux intermédiaire..... | 28 |
| ✚ Tableau IV.1- participation des masses modales..... | 61 |
| ✚ Tableau IV.2- Calcule La valeur de la période fondamentale..... | 62 |
| ✚ Tableau IV.3- Tableau des charges (W, Vtx, Vty) dans logiciel SAP..... | 63 |
| ✚ Tableau IV.4- Résultat de calcule la force sismique (Vx, Vy) | 63 |
| ✚ Tableau IV.5- Résultante des forces sismiques de calcul (Ex, Ey)..... | 63 |
| ✚ Tableau IV.6- Vérification de l'étude sismique..... | 63 |
| ✚ Tableau IV.7- Vérification la déformation dans chaque étage..... | 64 |
| ✚ Tableau IV.8- Calcul de la pression dynamique..... | 72 |
| ✚ Tableau IV.9: Les résultats de la pression due au vent..... | 75 |
| ✚ Tableau IV.10 : la force résultante..... | 77 |
| ✚ Tableau V-1- ferrailage du poteau..... | 84 |
| ✚ Tableau V-2-choix du ferrailage..... | 84 |
| ✚ Tableau V-3- Ferrailage transversal du poteaux..... | 85 |
| ✚ Tableau V-4- Vérification de la contrainte de cisaillement..... | 86 |
| ✚ Tableau V-5- vérification au flambement..... | 86 |

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- q_{ref} : Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.

- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Sommaire

Chapitre I : Généralités et définitions

| | |
|---|----|
| <i>I-1) Introduction</i> | 03 |
| <i>I-2) Présentation de l'ouvrage</i> | 03 |
| <i>I-3) Base de calcul</i> | 03 |

Chapitre II : Pré dimensionnement

| | |
|--|----|
| <i>II-1) Pré dimensionnement des différents éléments</i> | 10 |
| <i>II-2) Évaluation des charges et des surcharges</i> | 18 |
| <i>II-3) Descente des charges</i> | 24 |

Chapitre III: Ferrailage des éléments secondaires

| | |
|---------------------------------------|----|
| <i>III-1) L'acrotère</i> | 29 |
| <i>III-2) Les balcons</i> | 32 |
| <i>III-3) Plancher nervuré</i> | 36 |
| <i>III-4) Les escaliers</i> | 45 |
| <i>III-5) la poutre palière</i> | 53 |

Chapitre IV : Etude Dynamique

| | |
|--|----|
| <i>IV-1) Introduction Etude sismique</i> | 57 |
| <i>IV-2) Modélisation</i> | 57 |
| <i>IV-3) Analyse modale</i> | 58 |
| <i>IV-4) Verifications sismique</i> | 64 |
| <i>IV-5) Etude de vent</i> | 68 |

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

| | |
|--|----|
| <i>V-1) Ferrailage des poteaux</i> | 79 |
| <i>V-2) Ferrailage des poutres</i> | 87 |
| <i>V-3) Ferrailage des voiles</i> | 94 |

Chapitre VI : Etude de l'infra structure

| | |
|---|-----|
| <i>VI-1) Etude des fondations</i> | 98 |
| <i>VI-2) Longrines</i> | 106 |
| <i>Conclusion</i> | 108 |

Introduction Générale

Introduction générale :

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles portiques), ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment à usage commercial, service et d'habitation R+4, contreventé par un système mixte (voiles portiques) avec interaction qui repose sur pieux. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

Le présent travail est organisé comme suit :

Connaître la qualité du sol en place du site d'implantation de notre ouvrage et donc connaître la contrainte et capacité portante du sol.

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux à ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Le cinquième chapitre nous avons fait un ferrailage des éléments principaux. Le sixième chapitre nous avons fait une étude de l'infrastructure. A la fin la conclusion générale. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Sap 2000 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

Chapitre I :

Généralités et définitions

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2 - Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisait l'objet de la présente étude, est un bâtiment à usage d'habitation de type **(R+4)**. le rez-de-chaussée est à usage commercial, tandis que le bâtiment est implanté à willaya d'**Alger**, classée par le règlement parasismique Algérienne R.P.A99 "Version 2003" comme une zone de élevée sismicité "zone **III**".

Tableau I.1- Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données ci-dessous :

| | |
|--------------------------------|---------|
| Largeur | 21.18 m |
| Longueur | 27.01 m |
| Hauteur du R.D.C | 3.40 m |
| Hauteur d'étage courant | 3.06 m |
| Hauteur totale avec l'acrotère | 16.24 m |

I.3 - Conception :**I.3.1 - Le Contreventement :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

I.3.2 - Plancher :

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.3 - Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de **15 cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10 cm** d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de **5 cm** d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de **10 cm** d'épaisseur.

I.3.4 - Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

I.3.5 - Escaliers :

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

I.4- Caractéristiques des matériaux :

Le béton et acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

I.4.1 - Béton :

I.4.1.1 - Composition moyenne des Béton:

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage de ciment permettant d'obtenir, dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à **25 MPa**.

Tableau I.2- Composition moyenne des Béton

| Composantes | Graviers 5 / 25 | Sable 0 / 5 | Ciment | Eau |
|-------------|--------------------|----------------|--------|-------|
| Volume | 800 L | 400 L | 400 kg | 220 L |
| Poids (kg) | 1200 | 600 | 400 | 220 |

La densité du béton armé est prise égale à $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$.

I.4.1.2 - La résistance caractéristique du Béton:

En compression (f_{cj}) : C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (valeur minimale exigée)

$$\text{A une age } j \leq 28 \text{ jours } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

En traction (f_{tj}) : C.B.A.93 [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton: $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Déduire de la formule: $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

I.4.1.3 - Déformation longitudinale du béton:

Déformations instantanées: (E_{ij}) : C.B.A [A.2.1.2.1,P7].

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

Le calcul sous charges de courte durée (< 24 jours).

Déformations différées (E_{ij}) : C.B.A [A.2.1.2.2,P7].

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} = 1.08 \times 10^4 \text{ Mpa.}$$

Pour le calcul sous charge de longue durée pour lesquelles l'effet de **retrait** (diminution de volume d'une pièce, due à l'évaporation de l'eau restée le béton et du **fluage** (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

I.4.1.4 - Coefficient de poisson:

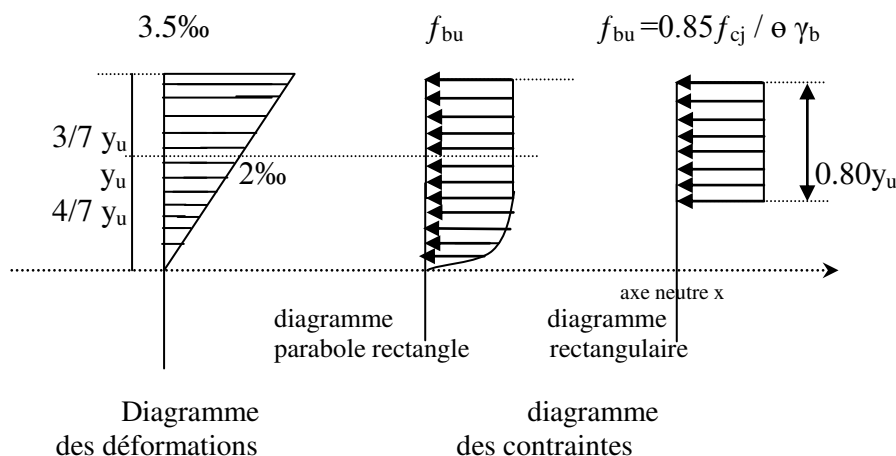
Coefficient de poisson : $\nu = \frac{\text{ganflement transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinale}}$

En général pour le béton : $\begin{cases} E.L.U : \text{béton fissuré } \nu = 0 \\ E.L.S : \text{béton non fissuré } \nu = 0,2 \end{cases}$

I.4.1.5 - Diagramme déformations –contraintes de béton :

On distingue :

- Le diagramme [parabole - rectangle]
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi,
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [parabole - rectangle]



I.1- Diagramme déformations –contraintes de béton

Avec:

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

γ_b : Coefficient de sécurité égale **1.5**

f_{bu} : Contrainte de calcul

θ : Le coefficient θ prend les valeurs : $\theta =$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{1} & \text{Pour une durée d'application} > 24 \text{ h.} \\ \mathbf{0,9} & \text{Pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ \mathbf{0,85} & \text{Si durée} < 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

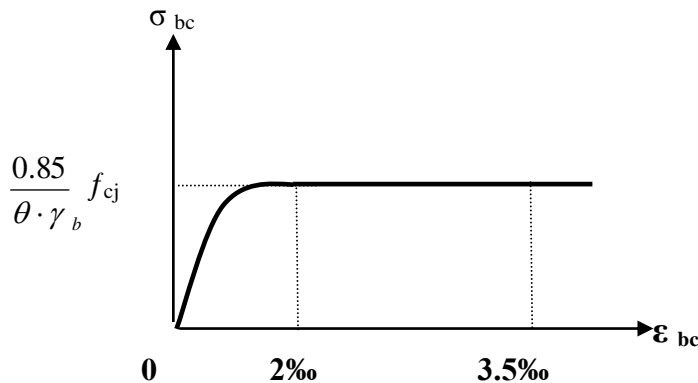
I.4.1.6- Les contraintes limites :

➤ Etat limite ultime : C.B.A 93[A.3.3.2] :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

• La contrainte limite du béton en compression :

$f_{bu} = 14.17$ [MPa]. Déduire de la formule suivante: $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$; dans notre cas



I .2- Diagramme de La contrainte limite du béton en compression

• La contrainte limite de cisaillement est :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$ (MPa).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \mathbf{0,20} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \mathbf{5 \text{ Mpa}} \right\} = \mathbf{3,33 \text{ MPa}} \quad \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \mathbf{0,15} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \mathbf{4 \text{ MPa}} \right\} = \mathbf{2,5 \text{ MPa}} \quad \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

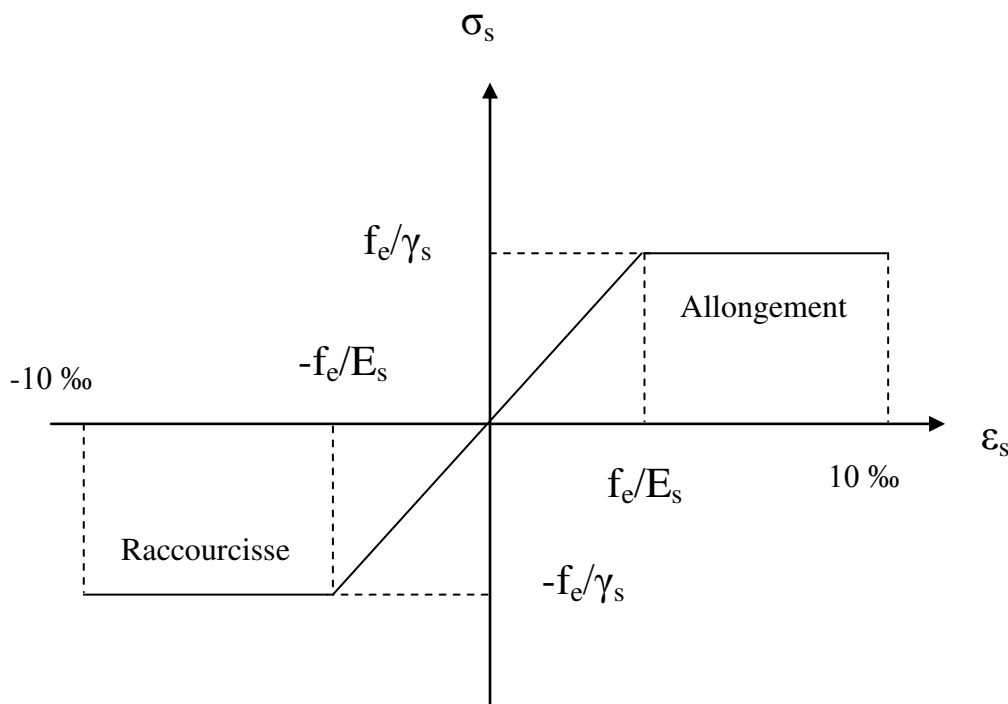
➤ Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est égale à $\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15$ MPa.

I.4.2 - Aciers: (art.A.6.1.2.5.3, P 63, CBA93)

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types:

- Les ronds lisses de nuance **Fe E 235** pour les armatures transversales.
- Les barres hautes adhérence de nuance **FeE 400** pour les armatures longitudinales et transversales.
- Les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux.



I .3- Le diagramme <<contraintes–déformations>>

utilisé est schématisé ci-après(art, A.2.2.2, P9, CBA93).

f_e désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

ϵ_s l'allongement limite (%).

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Pour les combinaisons courantes;} \\ 1 & \text{Pour les combinaisons accidentelles;} \end{cases}$$

I.4.2.1 - Module d'élasticité de l'acier :

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa.}$$

I.4.2.2 - Contraintes limites :

➤ **Etat limite ultime :** C.B.A93 (Ar : 2.2.2)

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa} & \text{(Aciers à haute adhérence);} \\ \frac{235}{1,15} = 204 \text{ MPa} & \text{(Rands lisses);} \end{cases}$$

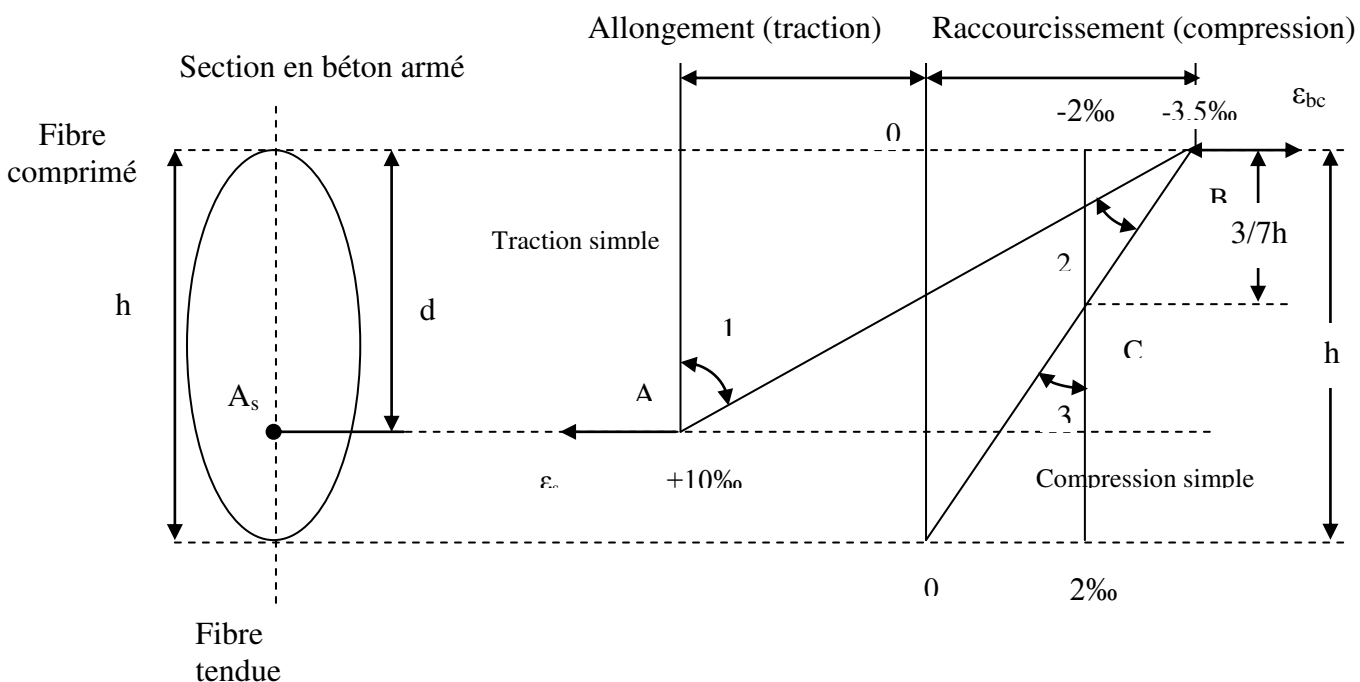
➤ **Etat limite de service :**

$$\begin{cases} \text{Cas de fissuration peut préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = 266,67 \text{ MPa} \\ \text{Cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : η coefficient de fissuration. $\eta = 1$ Pour rondes lisses;
 $\eta = 1,6$ Pour acier HR;

I.4.2.3 - Diagramme de déformation d'une section en béton armé:

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure ci-après). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots décrite dans le code CBA93 (art, A.4.3.3, P22).



I .4- Diagramme de déformation d'une section en béton armé

- **Pivot (A) région 1 :**

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10.10^{-3}$;

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée

- **Pivot (B) région 2 :**

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5.10^{-3}$;

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot (C) région 3 :**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc}=2.10^{-3}$;

Pièces soumises à la flexion composé ou à la compression simple.

I.5– Hypothèses de calcul : (A.4, P 55, B.A.E.L 91)

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armature et béton):

➤ **états-limites ultimes (E.L.U) :**

- De résistance.
- De stabilité de forme.

➤ **états-limites de service (E.L.S) atteints :**

- par compression du béton.
- Par ouverture des fissures.
- Par déformation.

Les calculs seront effectués conformément au codes et règlements vigueur:

- Le code du béton armé Algérien CBA93 [D.T.R.B.C.2-41] pour les dimensionnements des pièces aux états limites utilises (E.L.U) et de service (E.L.S).
- Règles parasismiques Algériennes R.P.A99 "Version 2003" pour les justifications des calculs vis-à-vis du séisme.
- Les règles B.E.A.L 91
- Le document technique réglementaire [D.T.R.B.C.2.2] pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

Chapitre II :

Pré-Dimensionnement

II.1 - Pré dimensionnement des différents éléments :

Le pré dimensionnement des éléments se fait selon les règles parasismiques Algérienne (R.PA99) et les normes techniques, c'est-à-dire les conditions de résistances et de flèche.

II.1.1 - Les Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux.

Dans ce projet tous les planchers sont des planchers à Corps Creux.

❖ Planchers à Corps creux :

L'ensemble constitué de poutrelles supportant des dalles de faible surcharge. On choisit l'épaisseur de plancher à Corps creux d'après les conditions suivantes :

➤ Condition de flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad ; \quad (L = 3.9 \text{ m}) \text{ (longueur entre nus d'appui du grand panneau)} \\ h_t \geq \frac{L}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad (M_t = 0,75M_0) \text{ (} M_0 \text{ : moment isostatique maximum)} \end{array} \right.$$

D'où:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{390}{22,5} = 17.33 \text{ cm.} \\ h_t \geq \frac{390}{15} \times 0,75 = 19.5 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

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

Et l'on choisit des planchers à Corps-creux de type **(16 + 4)** constitués d'entre vous (Corps-creux) de **(16 cm)** d'épaisseur et d'une dalle de compression de **(4 cm)** de l'épaisseur.

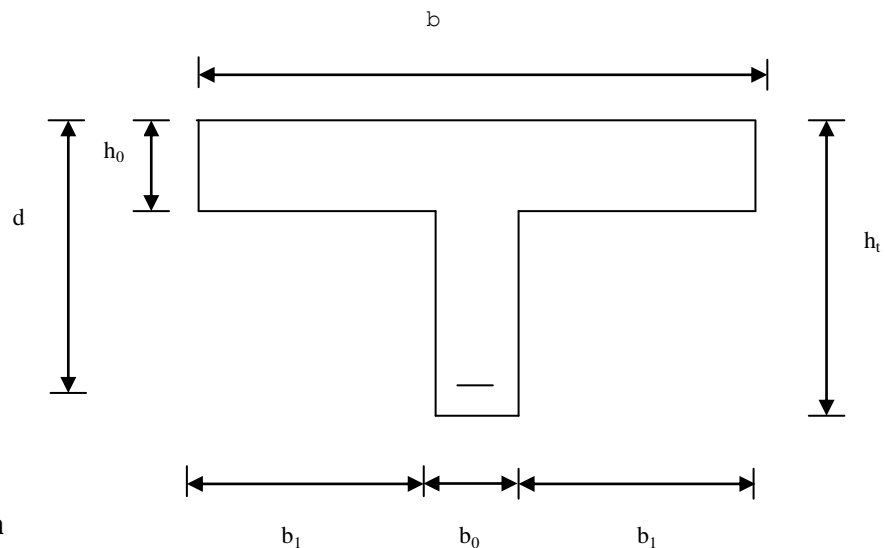
➤ **Condition de résistance :**

$$\frac{L}{50} \leq h_t \leq \frac{L}{40}$$

D'où: $\frac{390}{50} \leq h_t \leq \frac{390}{40} \Rightarrow 7.8 \leq h_t \leq 9.75$

❖ **Les nervures :**

On considère une section en "T" de hauteur totale $h_t = 20$ cm et de hauteur utile "d" définie par:



$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 20 = 18$ cm

$h_0 = 4$ cm ; $b_0 = 10$ cm

Figure II.1– dimensionnement de nervures

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_0}{2} = 27.5 \text{ cm}, (L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}) \\ \frac{L}{10} = 39 \text{ cm}, (L = 390 \text{ cm}) \end{cases}$$

$b_1 = 27,5$ cm

D'où : $b = 2 b_1 + b_0 = 65$ cm.

❖ **Tableau II.1**– récapitulatif :

| Caractéristiques géométriques | Valeur (cm) |
|-----------------------------------|-------------|
| Épaisseur de la dalle compression | 4 |
| Épaisseur de l'entrevous | 16 |
| Entraxe des nervures | 65 |
| Largeur des nervures | 10 |
| Distance entre deux nervures | 55 |

II.1.2 - Les Poutres :

D'après le R.P.A99 les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes:
(Art.7.5.1,P51,RPA99).

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$b_{max} \leq 1,5h + b_1$$

Où : b : est la largeur de la poutre,

h : est la hauteur de la poutre.

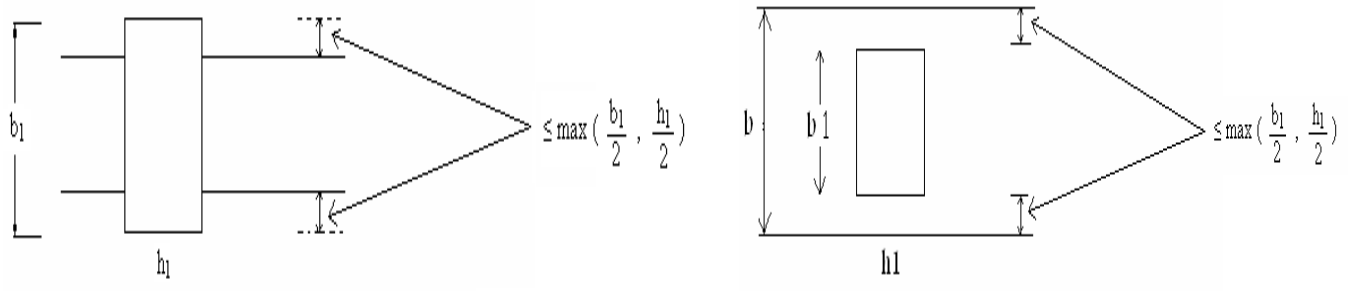


Figure II.2- les dimensions des poutres

Et d'après les conditions de flèche on doit vérifier les formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Pour les poutres sur appuis simples.} \\ \frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{15} \text{ Pour les poutres continues (travée intermédiaire).} \\ \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{12} \text{ Pour les poutres continues (travée de rive).} \end{array} \right.$$

$$0,3h \leq b \leq 0,6h$$

❖ **les poutres principales et les poutres secondaires:**

poutres principales

Calcul de la hauteur **h** et de largeur **b** :

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

$$L = 390cm \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Leftrightarrow 26cm \leq h \leq 39cm$$

On prend : **h = 40 cm**

$$0,3 \times (40) \leq b \leq 0,6 \times (40) \Leftrightarrow 12cm \leq b \leq 24cm$$

On prend : **b = 30 cm**

Vérification : (PRA99)

$$b \geq 20cm \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30cm \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \text{ condition vérifiée}$$

poutres secondaires

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

$$L = 320cm \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Leftrightarrow 21.33cm \leq h \leq 32cm$$

On prend : **h = 35 cm**

$$0,3 \times (35) \leq b \leq 0,6 \times (35) \Leftrightarrow 10.5cm \leq b \leq 21cm$$

On prend : **b = 30 cm**

Vérification : (PRA99)

- ❖ $b \geq 20cm$ condition vérifiée
- ❖ $h \geq 30cm$ condition vérifiée
- ❖ $\frac{h}{b} = 1,17 < 4$ condition vérifiée

❖ poutre palière:

Calcul de l'hauteur **h** et la largeur **b** :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 310cm \Rightarrow \frac{310}{16} \leq h \leq \frac{310}{10} \Leftrightarrow 19,37cm \leq h \leq 30cm$$

On prend : **h = 30cm**

$$0,3 \times (30) \leq b \leq 0,6 \times (30) \Leftrightarrow 9cm \leq b \leq 18cm$$

On prend : **b = 30cm**

Vérification : (PRA99)

$$b \geq 20cm \quad \text{..... condition vérifiée}$$

$$h \geq 30cm \quad \text{..... condition vérifiée}$$

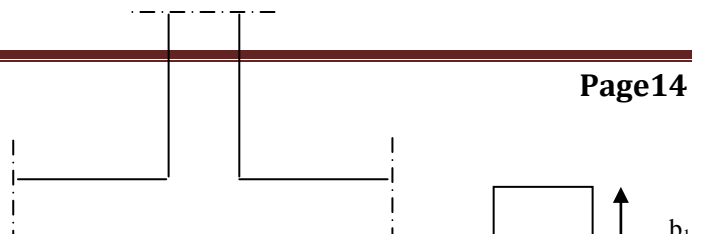
$$\frac{h}{b} = 1 < 4 \quad \text{..... condition vérifiée}$$

II.1.3 - Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 « version 2003 art 7.4.1 ,P 48»,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min} \{ b_1 , a_1 \} \geq 30 \text{ cm}$ (en zones III)
- $\text{Min} \{ b_1, a_1 \} \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{a_1} < 4$



On prend :

- Pour R.D.C :

$$b = 40 \text{ cm}, \quad a = 40 \text{ cm}$$

- Pour les étages 1, 2, 3, et 4

$$b = 40 \text{ cm}, \quad a = 40 \text{ cm}$$

Figure II.3- Dimensionnement de Coffrage des poteaux

Vérification : (R.P.A 99):

- pour $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\min(40, 40) \geq 30 \text{ cm} \quad \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$\min(40, 40) \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \quad \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$1/4 < \frac{40}{40} = 1 < 4 \quad \dots \text{ condition vérifiée}$$

II.1.4 - Les voiles:

L'épaisseur des voiles doit satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

a : l'épaisseur des voiles (Art, 7.7.1.P56, R.P.A 99 "version 2003")

L'épaisseur minimale est de 15 cm

Tableau II.2- L'épaisseur des voiles

| | RDC | Étage courant |
|------------|-----|---------------|
| $h_e (cm)$ | 340 | 306 |
| $a (cm)$ | 17 | 15.3 |

On prend l'épaisseur de voiles suivant R.P.A99: **a = 20 cm**

II.1.5 - les escaliers :

Un escalier est dans une construction, est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par :

- Sa montée (hauteur à gravir) H ;
- Son emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

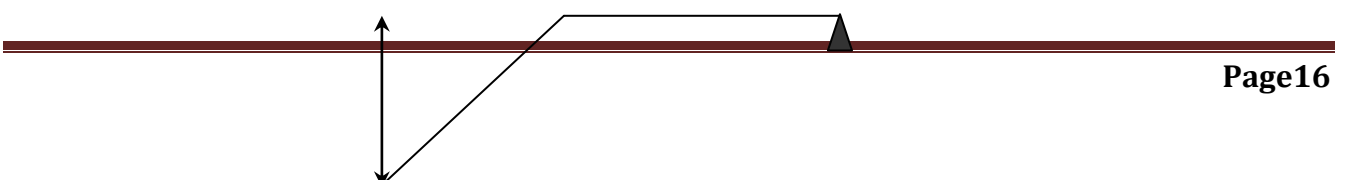
❖ **Hauteur de marche :**

Valeur moyenne : $13cm \leq h \leq 18cm$ cette valeur peut atteindre **17 cm** pour les escaliers hélicoïdaux.

❖ **Relation de BLONDEL :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de blondel

$2h+g = 60cm \text{ à } 64cm.$



153

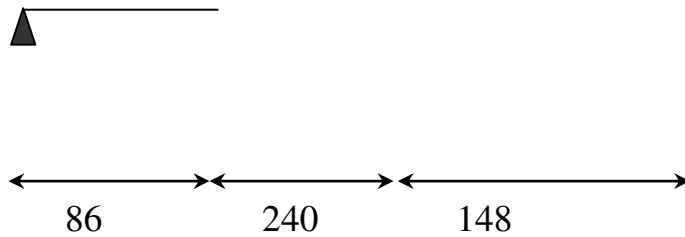


Figure II.4- Dimensionnement des escaliers

• Pour les étages courants :

- Hauteur de gravir : $H = 153$ cm ;
- Choix de la hauteur de la contremarche : $h = 17$ cm
- Détermination du nombre des contremarches et des marches:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \Rightarrow \text{le nombre des contremarches : } (n = 9)$$

nombre des marches $(n-1) = 8$

- Détermination du giron : $g = 30$ cm

$$L = g(n-1) = 30(9-1)$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow L = \frac{H}{\sin \alpha}$$

$$L = 284,60 \text{ cm}$$

• Epaisseur de palier d'escalier :

Condition de flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9,48 \text{ cm} \leq e_p \leq 14,23 \text{ cm}$$

Donc: $e_p = 15$ cm.

• Pour RDC :

-Hauteur d'étage H=340cm ;

-Le nombre des marches de RDC est :

$$n = H/h = 340/17 = 20 \text{ marches (11+9)}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

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

II.2 - Évaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon le D.T.R.B.C.2.2

II.2.1 – Plancher terrasse (inaccessible):

| | | | |
|-----|--------------------------------------|-------|---|
| 1 - | Protection en gravillon roulé (5 cm) | | $0,05 \times 1500 = 75 \text{ Kg/m}^2$ |
| 2 - | Étanchéité multicouches (2 cm) | | $0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$ |
| 3 - | Forme de pente 1 % (9 cm) | | $0,09 \times 2200 = 198 \text{ Kg/m}^2$ |
| 4 - | Isolation thermique en liège (4 cm) | | $0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$ |
| 5 - | Plancher à Corps-creux (16+4) cm | | $0,20 \times 1400 = 280 \text{ Kg/m}^2$ |
| 6 - | Enduit en plâtre (2 cm) | | $0,02 \times 1400 = 28 \text{ Kg/m}^2$ |

Charge permanente G = 6,09 KN/m²

Charge d'exploitation Q = 1,00 KN/m²

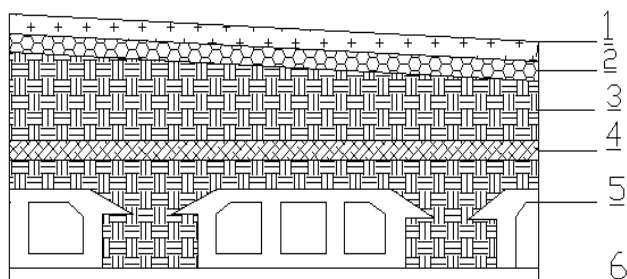


Figure II.5- Plancher terrasse

II.2.2 – Plancher d'étage courant :

| | | | |
|-----------------------------|----------|-------|---|
| 1 - Revêtement en carrelage | (2 cm) | | $0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$ |
| 2 - Mortier de pose | (2 cm) | | $0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$ |
| 3 - Lit de sable | (3 cm) | | $0,03 \times 1800 = 54 \text{ Kg/m}^2$ |
| 4 - Plancher à Corps-creux | (16+4)cm | | $0,20 \times 1400 = 280 \text{ Kg/m}^2$ |
| 5 - Enduit en plâtre | (2 cm) | | $0,02 \times 1400 = 28 \text{ Kg/m}^2$ |
| 6 - Cloisons légères | | |100 Kg/m ² |

Charge permanente $G = 5,46 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

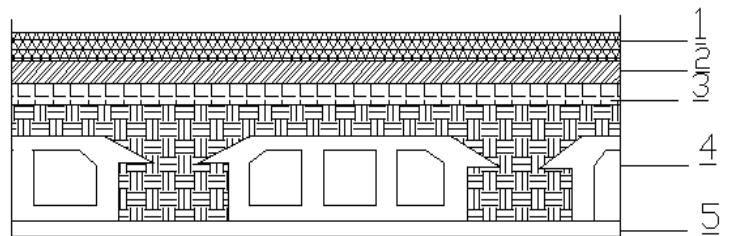


Figure II.6- Plancher d'étage courant

II.2.3 - Murs de façade et pignons :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur Avec 30 % d'ouverture.

| | | | |
|------------------|----------|-------|---|
| Enduit extérieur | (2 cm) | | $0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$ |
| Brique creuse | (15 cm) | | $0,15 \times 1300 = 195 \text{ Kg/m}^2$ |
| Brique creuse | (10 cm) | | $0,1 \times 1300 = 130 \text{ Kg/m}^2$ |
| Enduit intérieur | (1,5 cm) | | $0,015 \times 1400 = 21 \text{ Kg/m}^2$ |
| | | | <hr/> $\Sigma = 386 \text{ Kg/m}^2$ |

Avec 30 % d'ouverture : $3,86 \times 0,7 = 2,7 \text{ KN/m}^2$

$G = 2,70 \text{ KN/m}^2$.

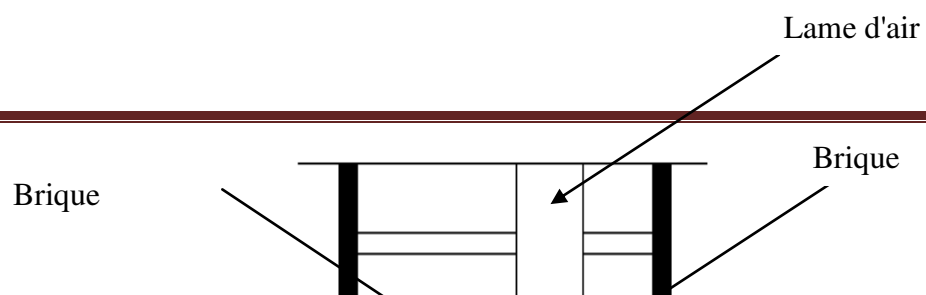


Figure II.7- Mur de façade

II.2.4 - Murs intérieurs :

| | | | | |
|-----|--------------------------|----------|-------|--|
| 1 - | Maçonnerie brique creuse | (10 cm) | | $0,1 \times 1300 = 130 \text{ Kg/m}^2$ |
| 2 - | Enduit en ciment | (1,5 cm) | | $(0,015 \times 2200) \times 2 = 66 \text{ Kg/m}^2$ |
| | | | | $\Sigma = 196 \text{ Kg/m}^2$ |

Charge permanente : $G = 1,96 \text{ KN/m}^2$.

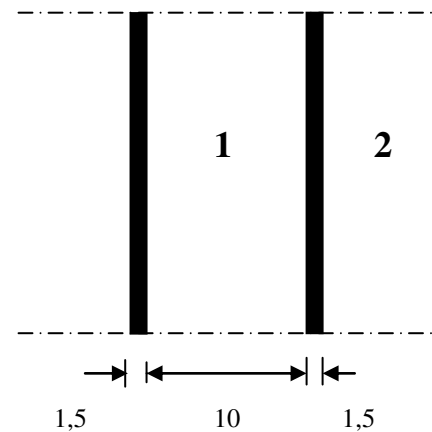


Figure II.8- Murs intérieurs

II.2.5 - Balcon :

➤ **Non accessible :**

| | | |
|--|-------|---|
| 1 - Protection en gravillon roulé (5 cm) | | $0,05 \times 1500 = 75 \text{ Kg/m}^2$ |
| 2 - Étanchéité multicouches (2 cm) | | $0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$ |
| 3 - Forme de pente 1 % (9 cm) | | $0,09 \times 2200 = 198 \text{ Kg/m}^2$ |
| 4 - Isolation thermique en liège (4 cm) | | $0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$ |
| 5 - Dalle en béton armé (15 cm) | | $0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$ |
| 6 - Enduit en ciment (1,5 cm) | | $0,015 \times 2200 = 33 \text{ Kg/m}^2$ |

Charge permanente $G = 7,09 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Accessible :**

| | | |
|--------------------------------|-------|---|
| Revêtement en carrelage (2 cm) | | $0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$ |
| Mortier de pose (2 cm) | | $0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$ |
| Lit de sable (3 cm) | | $0,03 \times 1800 = 54 \text{ Kg/m}^2$ |
| Dalle en béton armé (15 cm) | | $0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$ |
| Enduit en ciment (1,5 cm) | | $0,015 \times 1300 = 33 \text{ Kg/m}^2$ |

Charge permanente $G = 5,46 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.

II.2.6 - Acrotère :

Section transversale :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + 1/2 (0,02 \times 0,1) = 0,069 \text{ m}^2$$

Poids linéaire : $G = S \times \rho = 0,069 \times 2500 = 172,5 \text{ kg/ml}$

- 1 - Enduit en ciment extérieur (1,5 cm) $0,015 \times 2200 = 33 \text{ Kg/m}^2$
- 2 - Enduit en ciment intérieur (1,5 cm) $0,015 \times 2200 = 33 \text{ Kg/m}^2$

$G_{\text{acrotère}} = 1,725 + (0,33 \times 1,48) = 2,21 \text{ KN/ml}$

II.2.7 - Les Escaliers :

❖ **Paillasse :**

| | | |
|------------------------|-------|--|
| Poids propre | | $\frac{2500 \times 0,15}{\cos 32,52} = 444,73 \text{ Kg/m}^2$ |
| Poids de la marche | | $\left(\frac{0,17}{2} \times 2200\right) = 187 \text{ Kg/m}^2$ |
| Carrelage (2 cm) | | $0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$ |
| Mortier de pose (2 cm) | | $0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$ |
| Revêtement | | $\frac{2200 \times 0,015}{\cos 32,52} = 39,14 \text{ Kg/m}^2$ |
| Garde corps métallique | | 10 Kg/m^2 |
| | | $\Sigma = 764,87 \text{ Kg/m}^2$ |

Charge permanente $G = 7,6487 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Palier :**

Poids propre (15 cm) $0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$

| | | | |
|-----------------|----------|-------|---|
| Carrelage | (2 cm) | | $0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$ |
| Mortier de pose | (2 cm) | | $0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$ |
| Revêtement | (1,5 cm) | | $0,015 \times 2200 = 33 \text{ Kg/m}^2$ |
| | | | $\Sigma = 492 \text{ Kg/m}^2$ |

Charge permanente: G =4,92 KN/m².

Charge d'exploitation: Q =2,5 KN/m²

Tableau II.3- récapitulatif

| Elément | G (kn/m ²) | Q (kn/m ²) |
|--------------------------------|------------------------|------------------------|
| Plancher terrasse | 6,09 | 1,00 |
| Plancher courant (corps creux) | 5,46 | 1,50 |
| Mur extérieur | 2,70 | - |
| Mur intérieur | 1,96 | - |
| Balcon courant | 5,46 | 3,50 |
| Balcon terrasse | 7,09 | 1,00 |
| Acrotère (kn/ml) | 2,21 | - |
| Escalier (palier) | 4,92 | 2,50 |
| Escalier (paillasse) | 7,6487 | 2,50 |

II.3 - Descente des charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- Charge permanente "G"
- Charge d'exploitation "Q"

II.3.1 – La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63):

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage. $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + (3+n)/2n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

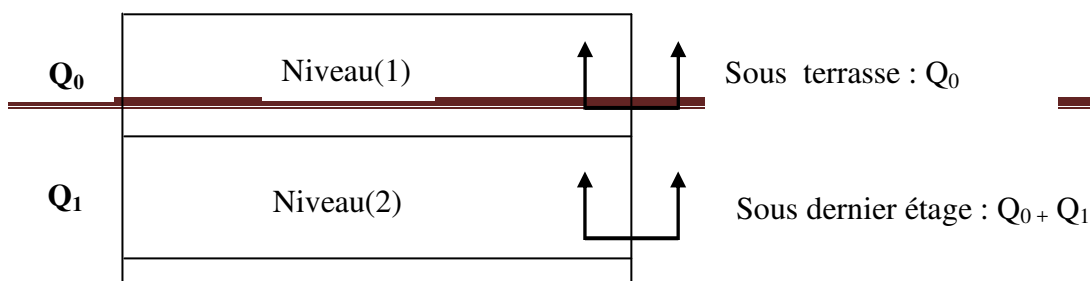


Figure II.9- La dégression des charges au chaque étage

➤ Poteau intermédiaire

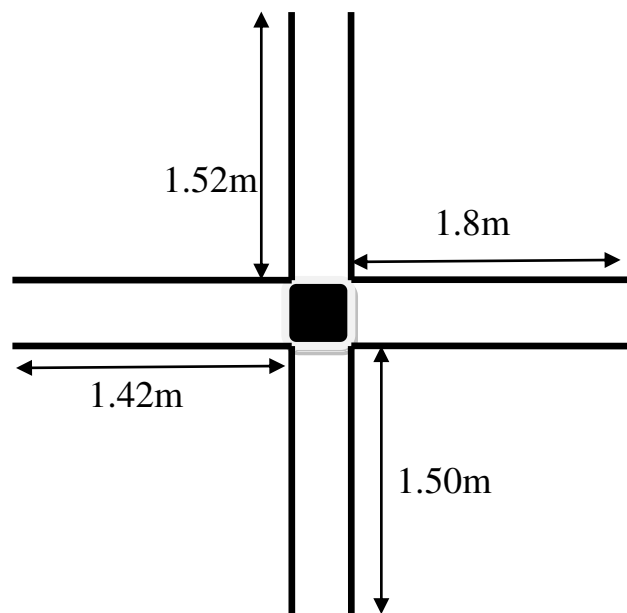


Figure II.10- Démontions de poteau intermédiaire

Tableau II.4- Les charges des chaque élément de structure

| Niveau | Elément | G (kn) | Q (kn) |
|--------|---------|--------|--------|
|--------|---------|--------|--------|

| | | | |
|--------------|--------------------------------------|---------------|--------------|
| 1 - 1 | Plancher terrasse inaccessible | 59.22 | 9.72 |
| | Les poutres | 16.45 | |
| | Les poteaux | 12.24 | |
| | Total 1 - 1 | 87.91 | 9.72 |
| 2 - 2 | Revenant N 1 - 1 | 87.91 | |
| | Plancher d'étage courant (c creux) | 53.09 | 14.59 |
| | Les poutres | 16.45 | |
| | Poteau (40 ×40) | 12.24 | |
| | Total 2 - 2 | 169.69 | 24.31 |
| 3 - 3 | Revenant N 2 - 2 | 169.69 | |
| | Plancher d'étage courant (c creux) | 53.09 | 14.59 |
| | Poutre | 16.45 | |
| | Poteau (40× 40) | 12.24 | |
| | Total 3 - 3 | 251.47 | 38.9 |
| 4 - 4 | Revenant N 3- 3 | 251.47 | |
| | Plancher d'étage courant (c creux) | 53.09 | 14.59 |
| | Les poutres | 16.45 | |
| | Poteau (40 × 40) | 12.24 | |
| | Total 4 - 4 | 333.25 | 53.49 |
| RDC | Revenant N 5 - 5 | 415.03 | |
| | Plancher d'étage courant (c creux) | 53.09 | 14.59 |
| | Les poutres | 16.45 | |
| | Poteau (40 × 40) | 13.6 | |
| | Total RDC | 498.17 | 82.67 |

❖ **Vérification de la section de poteau :**

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée,(Art, 7.4.3.1. R.P.A 99 "version 2003"). Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de

rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Où : N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

❖ Dimensionnement des poteaux :

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u = \frac{\alpha}{K} \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{CBA93; A: 8.4.1})$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm^2).

B_r : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm^2).

f_e : limite d'élasticité des acier en (Mpa).

$$\gamma_s = 1,15 \quad K = 1 \quad \gamma_b = 1,5$$

α : coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeur :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

N_u connue, le but c'est de calculer B_c (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_r choisie.

$$\text{On a } B_r \geq \frac{K \times N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}$$

➤ **Tableau II.5- Calcul α :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l \times \sqrt{12}}{a}$$

| Section de poteau | λ | α | Br |
|-------------------|-----------|----------|---------------------|
| RDC 40× 40 | 20.61 | 0.794 | 0.57 N _u |
| Etage 40 × 40 | 18.55 | 0,8 | 0,56N _u |

● **Tableau II.6 : Dimensionnement des Poteaux intermédiaire :**

| Niveau | Nu (kn) | Br (cm ²) (calculé) | Br (choisie)cm ² | a _c (cm) | a (cm) |
|------------|---------|---|---------------------------------------|---------------------|--------|
| 1-1 | 133.26 | 74.62 | 1444 | 8.63 | 40 |
| 2-2 | 265.54 | 148.70 | 1444 | 12.2 | 40 |
| 3-3 | 397.83 | 222.79 | 1444 | 14.92 | 40 |
| 4-4 | 530.12 | 296.86 | 1444 | 17.23 | 40 |
| RDC | 796.49 | 453.99 | 1444 | 21.30 | 40 |

Chapitre III :

Ferraillage des éléments secondaires

III.1- L'acrotère :

III.1.1- Introduction :

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse, destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute, on la considère comme une console encastree dans le plancher terrasse. l'acrotère est soumis à son poids propre G et à une force horizontale F .

Le calcul se fait en la flexion composée.

F : surcharge d'exploitation ($Q = \max[F, F_P]$).

N : (effort normal) = W_P (poids propre).

$W_P = 2,21$ KN/ml.

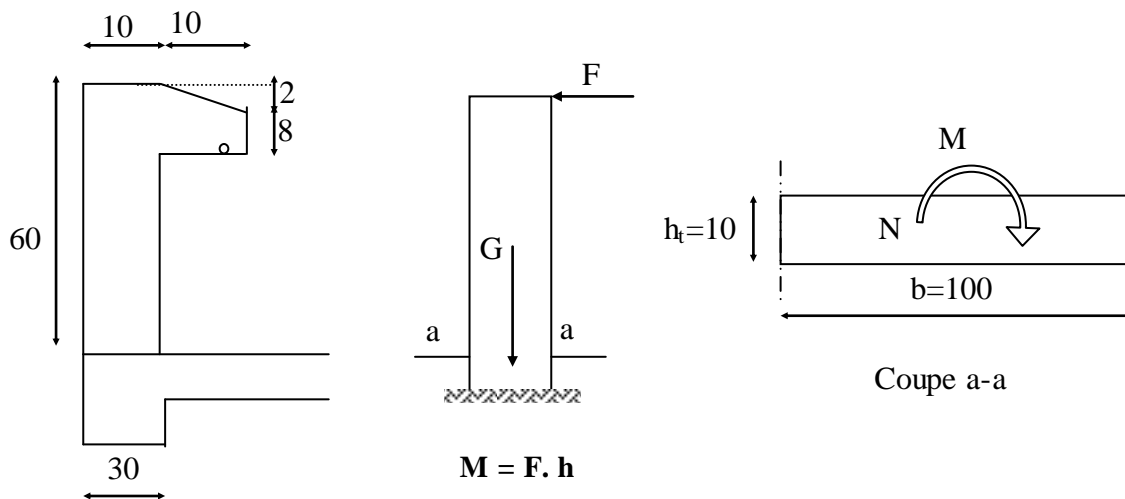


Figure III.1- Dimensionnement de l'acrotère

III.1.2 - Calcul des sollicitations :

La force horizontale F_P : (Art 6.2.3.P43.RPA 99 "version 2003").

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone dans le tableau (4.1.RPA 99) = **0,25**.

C_P : Facteur de force horizontale dans le tableau (6.1.P43.RPA 99) = **0,8**

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,21 = \mathbf{1,768 \text{ KN/ml}}$$

$$Q = F = \max(1 ; 1,768) = \mathbf{1,768 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Moment et efforts normaux :**

Calcul a ELU : $N_U = 1,35 \cdot W_P$

$$M_u = 1,5 \cdot F_P \cdot h$$

Tableau III.1- Calcul a ELS:

$$N_{ser} = Wp$$

$$M_{ser} = Fp \cdot h$$

| | N (kn) | M (kn.m) |
|------------|--------|----------|
| ELU | 2,989 | 1,59 |
| ELS | 2,21 | 1,06 |

➤ **Calcul de l'excentricité:**

$$M_u = N_u \cdot e_u \Rightarrow e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,59}{2,989} = \mathbf{0,53m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \Rightarrow e_{ser} = \frac{Mser}{Nser} = \frac{1,06}{2,21} = \mathbf{0,48m}$$

$$e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,1}{6} = \mathbf{0,017m}$$

$$(e_u, e_{ser}) > e_0$$

Donc le centre de pression se trouve en de hors de la zone limitée par les armatures, donc la section est : **(partiellement comprimée)**.

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

III.1.3- Ferraillage:

❖ **à L'E.L.U:**

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramènent à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif.

Avec : $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

$$e_a = e_u + (d - h_t/2) \text{ avec } d = 0,9h_t = 0,09 \text{ m.}$$

$$e_a = 0,53 + (0,09 - 0,1/2) = 0,57 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = 2,989 \times 0,57 = 1,7 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,7 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17} = 0,015$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,59}{1,06} = 1,5$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3220\gamma + 51f_{c28} - 3100 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3005$$

$$\mu_{bu} = 0,0097 < \mu_{lu} = 0,3005 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.018$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_s / \gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.018 \times 100 \times 9 \times 14.17}{400/1.15} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u \gamma_s}{100 f_s} = 0.52 - \frac{2989 \times 1.15}{100 \times 400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_s} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u , A_{min}) = 1,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{réel} = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = A/4 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } A_{rep} = \mathbf{4HA6} = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

❖ **Vérification à l'ELS:**

➤ **Etat limite de compression du béton:**

Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$by^2 + 30 Ay - 30 dA = 0 \Rightarrow y = 2,05 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2] = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1,2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 x f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **État limite d'ouverture des fissures:**

$$\sigma_s = \frac{15xM_{ser}}{I} (d - y) = 63,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots c.v$$

➤ **Vérification au cisaillement:**

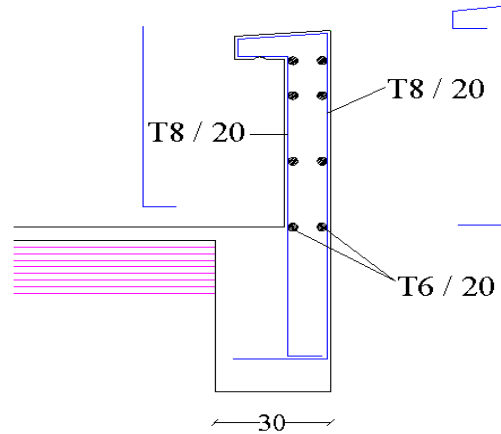
$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5Fp = 2.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.65 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.029 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots c.v$$

III.1.4 – Dessin de ferraillage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferraillage pour les deux façades (extérieur et intérieur).



ferraillage acrotère

Figure III.2- ferraillage de l’acrotère

III.2 – Les balcons :

Les balcons se comportent comme une console. On prend 1m de largeur encastrée dans les poutres, elle est calculée comme une console et ferraillée en flexion simple.

III.2.1-Évaluation des charges :

- Poids propre : $G = 5,46 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/ml}$.
- Force concentrée due au poids de mur (30cm) : $P = 1,5 \text{ KN/ml}$.
- L'épaisseur de la console : $h_t = 15\text{cm}$ et $d = 13 \text{ cm}$.

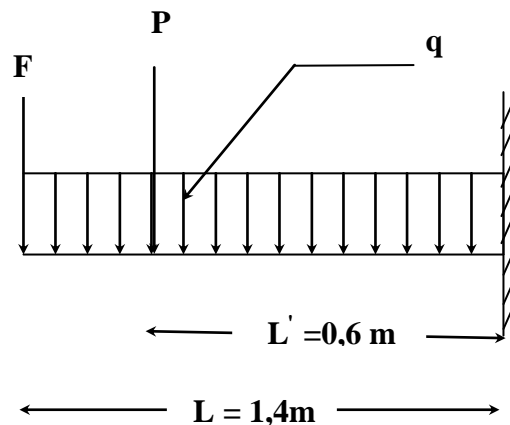


Figure III.3- Évaluation des charges sur le balcon

III.2.2-Calcul des moments :

➤ **Combinaison des charges :**

à L' E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$P_u = 1,35 P$$

à L' E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

$$F_s = F$$

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de **1 m** est de :

$$M_u = P_u L' + \frac{q_u L^2}{2}$$

Le moment service à l'encastrement M_s est de :

$$M_s = P_s L' + \frac{q_s L^2}{2}$$

➤ **Tableau III.2-** résultats des moments :

| | $q_u(\text{kn/m})$ | $P_u(\text{kn/m})$ | $q_s(\text{kn/m})$ | $P_s(\text{kn})$ | $M_u(\text{kn.m})$ | $M_s(\text{kn.m})$ |
|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|--------------------|
| Balcon d'étage | 12,62 | 2,02 | 8,96 | 1,5 | 15,2 | 10,88 |

III.2.3 – Ferraillage :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

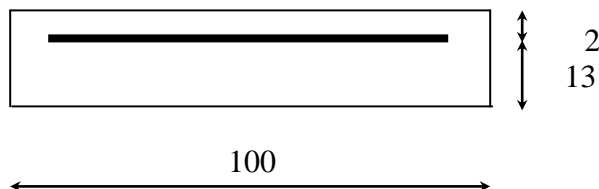


Figure III.4- Ferraillage de balcon

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.2 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,17} = 0.063$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.2}{10.88} = 1.4$$

$$10^4 \mu_{iu} = 3220\gamma + 51f_{c28} - 3100 \Rightarrow \mu_{iu} = 0.27$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_{iu} = 0,27 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}) = 0.081$$

$$A_u = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_s / \gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.081 \times 100 \times 13 \times 14.17}{400/1.15} = 3.43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_s} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Alors on prend : $A = \max\{A_{min} . A_u\} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $A_{réelle} = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Vérification à L'ELS:

Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$by^2 + 30 Ay - 30 d A = 0 \Rightarrow y = 4.45 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2] = 7246.76 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Contrainte maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 192.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_{rep} = A/4 = (3,93)/4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $5 \text{ HA } 8 \rightarrow A_{réelle} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = q_u L + p_u = 12.62 \times 1.4 + 2.02 = 19.69 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{19.69 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots c.v$$

➤ Vérification de la flèche:

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_s} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.003 \leq 0.0150 \dots\dots\dots (Verifie)$$

FERRAILLAGE DE BALCON

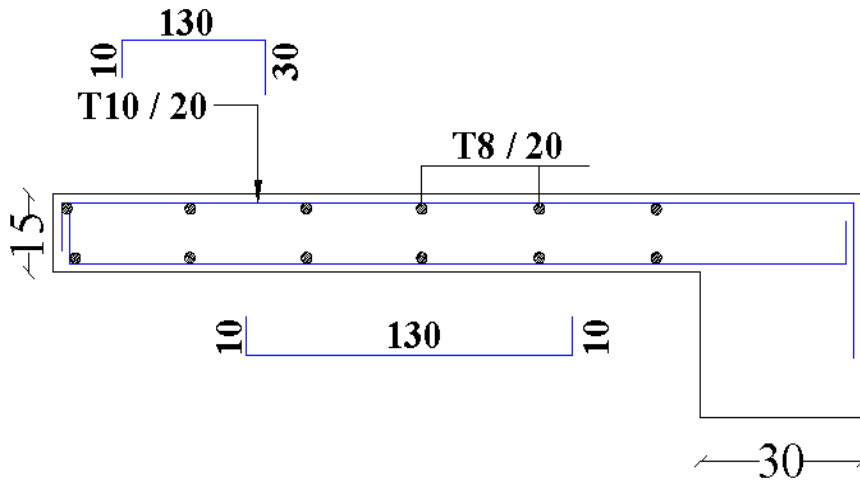


Figure III.5- Ferraillage de balcon

III.3 – Plancher nervuré :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

On a des planchers à corps creux

III .3.1 - Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire: $Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ kn/m}^2 \}$.
- Les éléments de poutre ont une section constante.
- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT).

III.3.1.1 – Principe de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_e et M_w . (M_e : moment pour appui droit, M_w : moment pour appui gauche) à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moments fléchissant M_0 dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée est soumise aux mêmes charges.

Les valeurs des moments (M_t , M_w , M_e) doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,05M_0 \end{array} \right\}$
- $M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2}$ (dans une travée intermédiaire)
- $M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2}$ (dans une travée rive)

La valeur absolue de M_w et M_e n'est pas inférieure à :
0,6 M_0 ; dans le cas d'une poutre à deux travées;

0,5 M_0 : dans les cas des appuis voisines des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées;

0,4 M_0 : dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées;

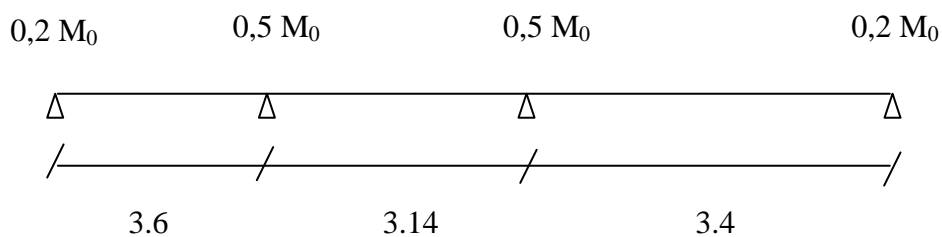
$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitations.

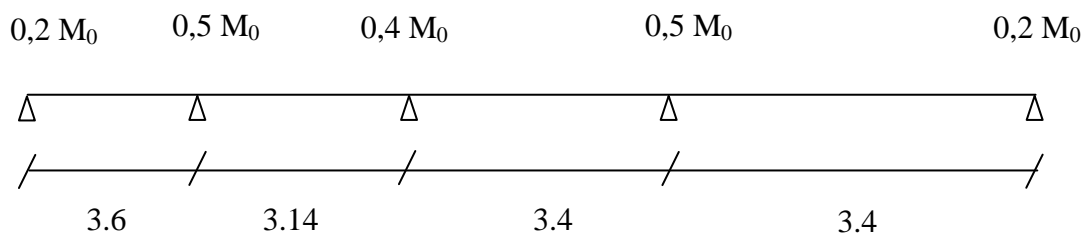
❖ valeurs des moments :

$$M_0 = q L^2 / 8 \text{ (moment isostatique)}$$

Premier type :



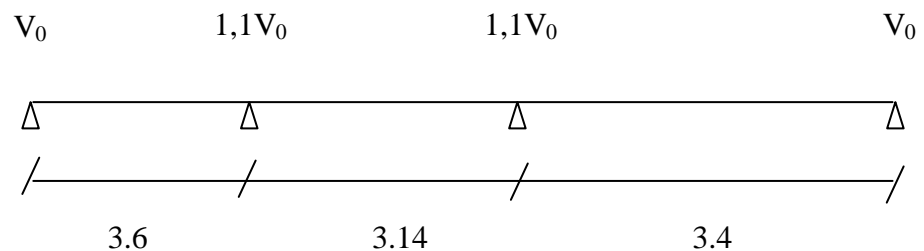
deuxième type :



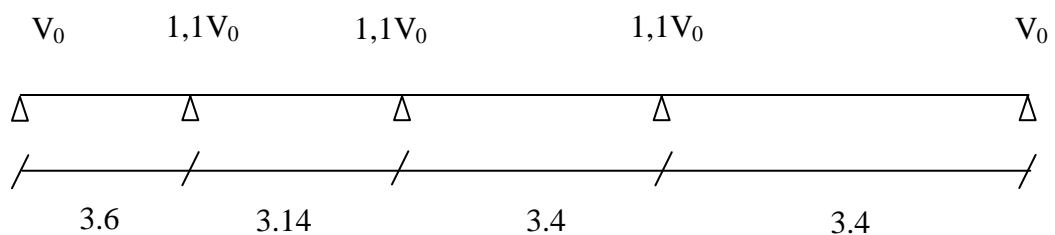
❖ Valeurs des efforts tranchants :

$$V_0 = q l / 2 \text{ (l'effort tranchant isostatique)}$$

Premier type :



deuxième type :



A) Pour plancher terrasse :

❖ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1- $Q = 1KN/m^2 \leq \max\{13,08 ; 5KN/m^2\}$ condition Vérifiée ;
- 2- Les moments d'inertie sont constantes..... condition Vérifiée ;
- 3- $0.8 \leq 1.15, 0.94 \leq 1.25 \dots$ condition Vérifiée
- 4- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable condition Vérifiée ;
- 5- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position condition Vérifiée ;

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,09 + 1} = 0,14$$

❖ Tableaux III.3- Evaluation des charges:

| Plancher | G [N/m ²] | Q [N/m ²] | q _u =0.65(1.35G+1.5Q) | q _s =0.65(G+Q) |
|----------|-----------------------|-----------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Terrasse | 6090 | 1000 | 6318,98 | 4608.5 |

| travée | Portée(m) | M _{0U} (N.m) | M _{0S} (N.m) | V _{0u} (N) | V _{0s} (N) |
|--------|-----------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| AB | 3,6 | 10236,75 | 7465,77 | 11374,16 | 8295,3 |
| BC | 3,14 | 7787,82 | 5679,75 | 9920,8 | 7235,35 |
| CD | 3,4 | 9130,93 | 6659,28 | 10742,26 | 7834,45 |

Calcul des moments et des efforts tranchants :

❖ Tableaux III.4- récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans les appuis et les travées :

| Plancher terrasse | | ELU | | | | |
|-------------------|--------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| type | Travée | M _w (n.m) | M _e (N.m) | M _t (N.m) | V _w (N) | V _e (N) |
| 1 | AB | 2047,35 | 5118,38 | 7165,73 | 11374,16 | -12511,58 |
| | BC | 3893,91 | 3893,91 | 4057,45 | 9920,8 | -9920,8 |
| | CD | 4556,47 | 1826,19 | 6382,66 | 11816,49 | -10742,26 |

| Plancher terrasse | | ELS | | | | |
|-------------------|--------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|
| type | Travée | M_w (n.m) | M_e (N.m) | M_t (N.m) | V_w (N) | V_e (N) |
| 1 | AB | 1493,16 | 3732,89 | 5226,04 | 8295,3 | -9124,83 |
| | BC | 2839,87 | 2839,87 | 2959,15 | 7235,35 | -7235,35 |
| | CD | 3329,64 | -1331,87 | 4661,5 | 8617,9 | -7834,45 |

B) pour plancher courant:

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- 1- $Q = 1,5 KN / m^2 \leq \max \{ 11,82 KN / m^2 , 5 KN / m^2 \}$; condition Vérifiée ;
- 2- Les moments d'inertie sont constantes condition Vérifiée ;
- 3- $0,8 \leq 1,04$; $0,82 \leq 1.25$ condition Vérifiée ;
- 4- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable condition Vérifiée ;
- 5- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position condition Vérifiée ;

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,46 + 1,5} = 0,215$$

❖ **Evaluation des charges:**

| Plancher | G [N/m²] | Q [N/m²] | $q_u=0.65(1.35G+1.5Q)$ | $q_s=0.65(G+Q)$ |
|----------|----------|----------|------------------------|-----------------|
| courant | 5460 | 1500 | 6253.65 | 4524 |

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

❖ **Tableau III.5- Calcul des moments et des efforts tranchants :**

| Type | travée | Portée(m) | M _{0U} (N.m) | M _{0S} (N.m) | V _{0u} (N) | V _{0s} (N) |
|------|--------|-----------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | AB | 3,6 | 10130,92 | 7328,88 | 11256,57 | 8143,2 |
| | BC | 3,14 | 7707,31 | 5575,6 | 9818,23 | 7102,68 |
| | CD | 3,4 | 9036,52 | 6537,18 | 10631,2 | 7690,8 |
| 2 | AB | 3,6 | 10130,92 | 7328,88 | 11256,57 | 8143,2 |
| | BC | 3,14 | 7707,31 | 5575,6 | 9818,23 | 7102,68 |
| | CD | 3,4 | 9036,52 | 6537,18 | 10631,2 | 7690,8 |
| | DE | 3,4 | 9036,52 | 6537,18 | 10631,2 | 7690,8 |

❖ **Tableaux III.6- récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans les appuis et les travées :**

| Plancher courant | | ELU | | | | |
|------------------|--------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| type | Travée | M _w (n.m) | M _e (N.m) | M _t (N.m) | V _w (N) | V _e (N) |
| 1 | AB | 2026,18 | 5065,46 | 7091,64 | 11256,57 | -12382,23 |
| | BC | 2787,8 | 2787,8 | 2967,61 | 9818,23 | -9818,23 |
| | CD | 4518,26 | 1807,3 | 6325,56 | 11694,32 | -10631,2 |
| 2 | AB | 2026,18 | 5065,46 | 6941,95 | 11256,57 | -12382,23 |
| | BC | 3853,65 | 3082,92 | 4102,2 | 10800,05 | -9818,23 |
| | CD | 3614,6 | 4518,26 | 4809,69 | 10631,2 | -11694,32 |
| | DE | 4518,26 | 1807,3 | 6325,56 | 11694,32 | -10631,2 |

| Plancher courant | | ELS | | | | |
|------------------|--------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|
| type | Travée | M_w (n.m) | M_e (N.m) | M_t (N.m) | V_w (N) | V_e (N) |
| 1 | AB | 1465,78 | 3664,44 | 5130,22 | 8143,2 | -8957,52 |
| | BC | 4324,04 | 4324,04 | 4842,92 | 7102,68 | -7102,68 |
| | CD | 3268,59 | 1307,44 | 4576,02 | 8459,88 | -7690,8 |
| 2 | AB | 1465,78 | 3664,44 | 5130,22 | 8143,2 | -8957,52 |
| | BC | 4324,04 | 4324,04 | 4842,92 | 7102,68 | -7102,68 |
| | CD | 3268,59 | 1307,44 | 4576,02 | 8459,88 | -7690,8 |
| | DE | 3268,59 | 1307,44 | 4576,02 | 8459,88 | -7690,8 |

III.3.2- Calcul du ferraillage :

III.3.2.1-Calcul des armatures longitudinales à l' E.L.U:

$M_{tu\ max} = 7091,64N.m$

$M_{ts\ max} = 5130,22N.m$

$M_{au\ max} = 4556,47N.m$

$V_{u\ max} = 11694,32N$

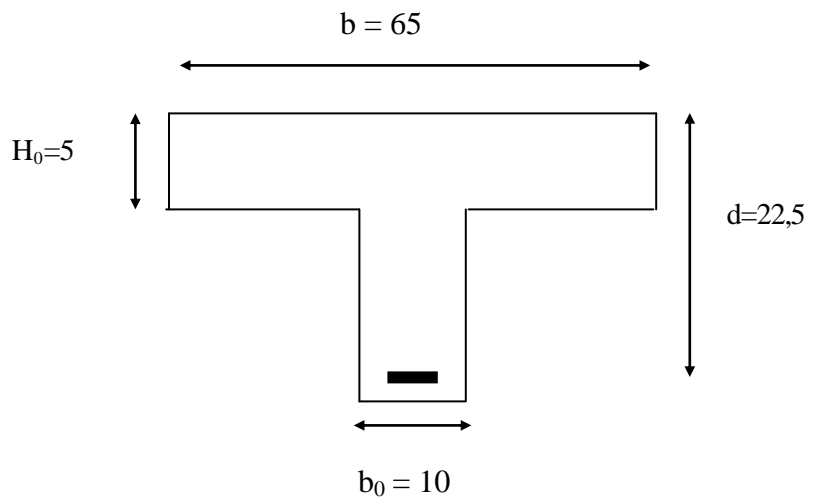


Figure III.6- Ferraillage de Plancher

- En travée :

$$M_{tu} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \left(22,5 - \frac{4}{2} \right) \times 14,17$$

$$M_{tu} = 75526.1 N.m$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$M_{tu} > M_{t_{max}} = 7091.64 \text{ N.m} \Rightarrow \text{section rectangulaire } bd$$

(L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression).

Condition non fragilité :

$$A_{min} = 1,76 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 HA10** avec $A_u = 2,36 \text{ cm}^2$.

• **En appui :**

$$\mu_{bu} = 0,063$$

$$\mu_{l\mu} = 0,26$$

$$\mu_{bu} < \mu_{l\mu} \Rightarrow A' = 0.$$

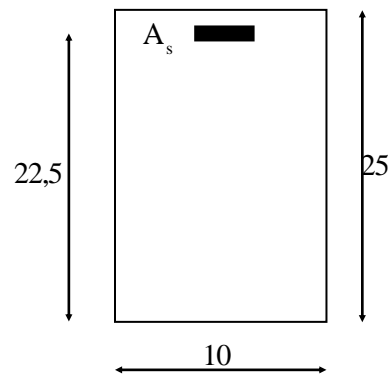
$$\alpha_u = 0,081.$$

$$A_u = 0,6 \text{ cm}^2$$

condition non fragilité :

$$A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2$$

On adopte : **1 HA10** avec $A_u = 0,79 \text{ cm}^2$.



III.3.2.2- Diverses vérifications:

♦ **Vérification des contraintes**

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible de acier tendu $\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$

❖ **Vérification à L'ELS:**

➤ **Sur Travée:**

Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \Rightarrow y_1 = 5,39 \text{ cm} > 0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 15583.11 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.77 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \dots \dots \dots ok$$

Contrainte maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 400 MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 84.49 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 400 MPa \dots \dots \dots ok$$

➤ **Sur appui:**

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93** et **B.A.E.L 91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \Rightarrow y_1 = 8.58 cm > 0 \dots \dots \dots OK$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 4518.43 cm^4$$

Contrainte maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 9.74 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \dots \dots \dots ok$$

Contrainte maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s = 500 MPa$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 237.07 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 400 MPa \dots \dots \dots ok$$

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U):

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{11694.32}{100 \times 225} = 0.52 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots c.v$$

III.3.2.3- calcul des armatures d'âme: [B.A.E.L 91 A.7.2.2]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{225}{35}, 10, 10 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 6,43 \text{ mm}$$

On choisit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

➤ Espacement des cours de cadres: [B.A.E.L 91 A.5.2]

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 20, 25, 40 \}$$

Donc : $S_t \leq 20, 25 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de flèche:

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.062 \geq 0.057 \quad \dots \text{condition Vérifiée;}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.07 \geq 0.058 \quad \dots \text{condition Vérifiée;}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0026 \leq 0,0084 \quad \dots \text{condition Vérifiée;}$$

III.3.2.4- Schéma de ferrailage:

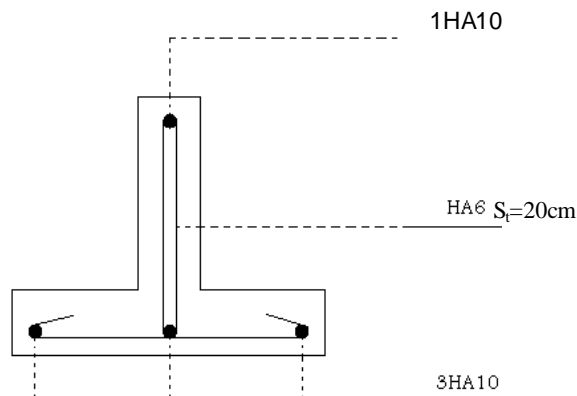


Figure III.7 : Ferrailage de poutrelle

III.4 – Les escaliers :

III.4.1 – Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.4.2 – calcul des sollicitations :

❖ Evaluation des charges :

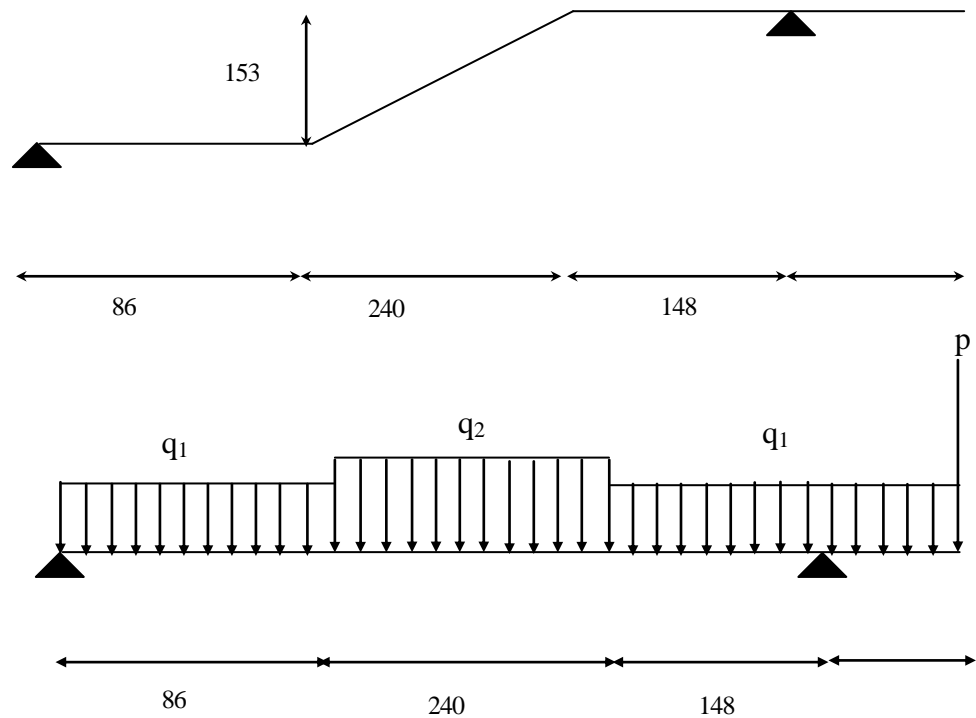
$$\alpha = 32^{\circ},52$$

$$q_1 = q_u(\text{palier}) = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_2 = q_u(\text{paillasse}) = (1,35G + 1,5Q) \cos \alpha$$

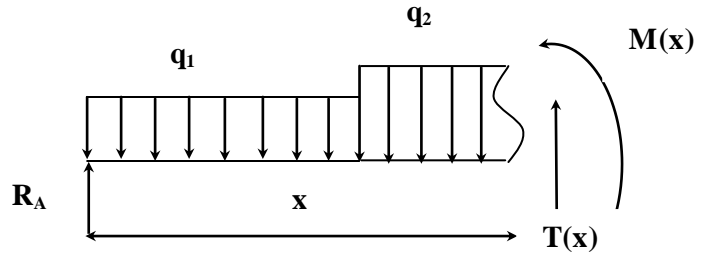
Tableau III.7- Evaluation des charges de l'escalier :

| | G(KN/ml) | Q (KN/ml) | q_u (KN/ml) | q_s (KN/ml) |
|------------------|----------|-----------|---------------|---------------|
| Paillasse | 7.65 | 2,50 | 11.87 | 8,56 |
| Palier | 4,92 | 2,50 | 10,39 | 7,42 |



$R_B = 26.63 \text{ KN.}$

$R_A = 26.17 \text{ KN.}$



Figures III.8 : les charges de l'escalier

❖ **ELU:**

❖ **Tableau III.8- Moment fléchissant $M(x)$ et l'effort tranchant $T(x)$ ELU:**

| | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|--------|--------|
| X (m) | 0 | 0.86 | 2.35 | 3.26 | 4.47 |
| M (KN.m) | 0 | 19.06 | 32.24 | 27.33 | 0 |
| T (KN) | 26.63 | 17.69 | 0 | -10.79 | -26.17 |

❖ **Moment de calcul:**

ELU:

$M_{t \max} = 32.24 \text{ KN.m}$

$M_a \max = 27.33 \text{ KN.m}$

Tableau III.9- Moment fléchissant $M(x)$ et l'effort tranchant $T(x)$ ELS:

$R_B = 18.77 \text{ KN.}$

$R_A = 19.13 \text{ KN.}$

| | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|--------|
| X (m) | 0 | 0.86 | 2.35 | 3.26 | 4.47 |
| M (KN.m) | 0 | 13.7 | 23.20 | 19.65 | 0 |
| T (KN) | 19.13 | 12.75 | 0 | -7.8 | -18.78 |

$M_{t \max} = 23.2 \text{ KN.m}$

$M_a \max = 19.65 \text{ KN.m}$

III.4.3 – le ferraillage:

ELU:

- Travée

Le ferraillage se fait selon le logiciel **socotèc**;

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3224 \times 10}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.124$$

$$\gamma = \frac{M_{u\max}}{M_{s\max}} = \frac{3224}{2320} = 1.39$$

$$10^4 u_{lu} = 3440\gamma\theta + \frac{49f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow u_{lu} = 0.2956$$

$$\mu_{bu} = 0.1079 < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1079})$$

$$\alpha_u = 0.16$$

$$A_u = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{\frac{f_s}{\gamma_s}} = \frac{0.8 \times 0.16 \times 100 \times 13.5 \times 14.17 \times 1.15}{400}$$

$$A_u = 7.3 \text{ cm}^2$$

*** Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{tj}}{f_s} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(A_u, A_{\min}) = 7.3 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA 14** → $A_{réelle} = 9.24 \text{ cm}^2$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA8** = 2.51 cm^2 . St = 20 cm

- Appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2733 \times 10}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.105$$

$$\gamma = \frac{M_{u\max}}{M_{s\max}} = \frac{3224}{2320} = 1.39$$

$$10^4 u_{iu} = 3440\gamma\theta + \frac{49f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow u_{iu} = 0.2956$$

$$\mu_{bu} = 0.1079 < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1079})$$

$$A_u = \frac{0,8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{\frac{f_s}{\gamma_s}} = \frac{0,8 \times 0,16 \times 100 \times 13,5 \times 14,17 \times 1,15}{400}$$

$$A_u = 6.16 \text{ cm}^2$$

*** Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{tj}}{f_s} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(A_u, A_{\min}) = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{6HA 12} \rightarrow A_{\text{réelle}} = \mathbf{6.79 \text{ cm}}$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA8 = 2.51 cm²**. St = 20 cm

Tableau III.10: Armature de réparation :

| | A(cm ²) | A _{min} (cm ²) | choix | A _{réel} (cm ²) | A _{rep} (cm ²) | choix | A _{réel} (cm ²) |
|--------|---------------------|-------------------------------------|---------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------|--------------------------------------|
| Travée | 7.30 | 1.41 | 6HA 14 | 9,24 | 2,31 | 5HA 8 | 2.51 |
| appui | 6.16 | 1,41 | 6 HA 12 | 6.79 | 1.69 | 5 HA 8 | 2.51 |

ELS:

• Travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2320 \times 10}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.09$$

$$\gamma = \frac{M_{u\max}}{M_{s\max}} = \frac{3224}{2320} = 1.39$$

$$10^4 u_{lu} = 3440\gamma\theta + \frac{49f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow u_{lu} = 0.2956$$

$$\mu_{bu} = 0.1079 < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1079})$$

$$\alpha_u = 0.12$$

$$A_u = \frac{0,8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.8 \times 0.12 \times 100 \times 13.5 \times 14.17 \times 1.15}{400}$$

$$A_u = 5.28 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(A_u, A_{\min}) = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5HA 12 \rightarrow A_{réelle} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm². St = 20 cm

• Appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1965 \times 10}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.08$$

$$\gamma = \frac{M_{u\max}}{M_{s\max}} = \frac{3224}{2320} = 1.39$$

$$10^4 u_{lu} = 3440\gamma\theta + \frac{49f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow u_{lu} = 0.2956$$

$$\mu_{bu} = 0.1079 < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0).$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1079})$$

$$\alpha_u = 0.10$$

$$A_u = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{\frac{f_s}{\gamma_s}} = \frac{0.8 \times 0.10 \times 100 \times 13.5 \times 14.17 \times 1.15}{400}$$

$$A_u = 4.4 \text{ cm}^2$$

*** Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{tj}}{f_s} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(A_u, A_{min}) = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA 12 \rightarrow A_{réelle} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ m}^2$$

| | A(cm ²) | A _{min} (cm ²) | choix | A _{réel} (cm ²) | A _{rep} (cm ²) | choix | A _{réel} (cm ²) |
|--------|---------------------|-------------------------------------|--------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------|--------------------------------------|
| Travée | 5.28 | 1.41 | 5HA 12 | 5.65 | 1.41 | 4HA 8 | 2.01 |
| appui | 4.4 | 1.41 | 4HA 12 | 4.52 | 1.13 | 3HA 8 | 1.51 |

On adopte **3HA8 = 1.51 cm²**. St = 20 cm

III.4.3 – Diverses vérifications :

❖ **Vérification à E.L.S :**

• **En travée :**

Position de la fibre neutre :

$$Y_1 = 3.9 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 9276.372 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 9.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Contrainte maximale de traction des aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 360.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Sur appui :

Position de la fibre neutre :

$$y_1 = 3.612 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 8800 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 9.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Contrainte maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

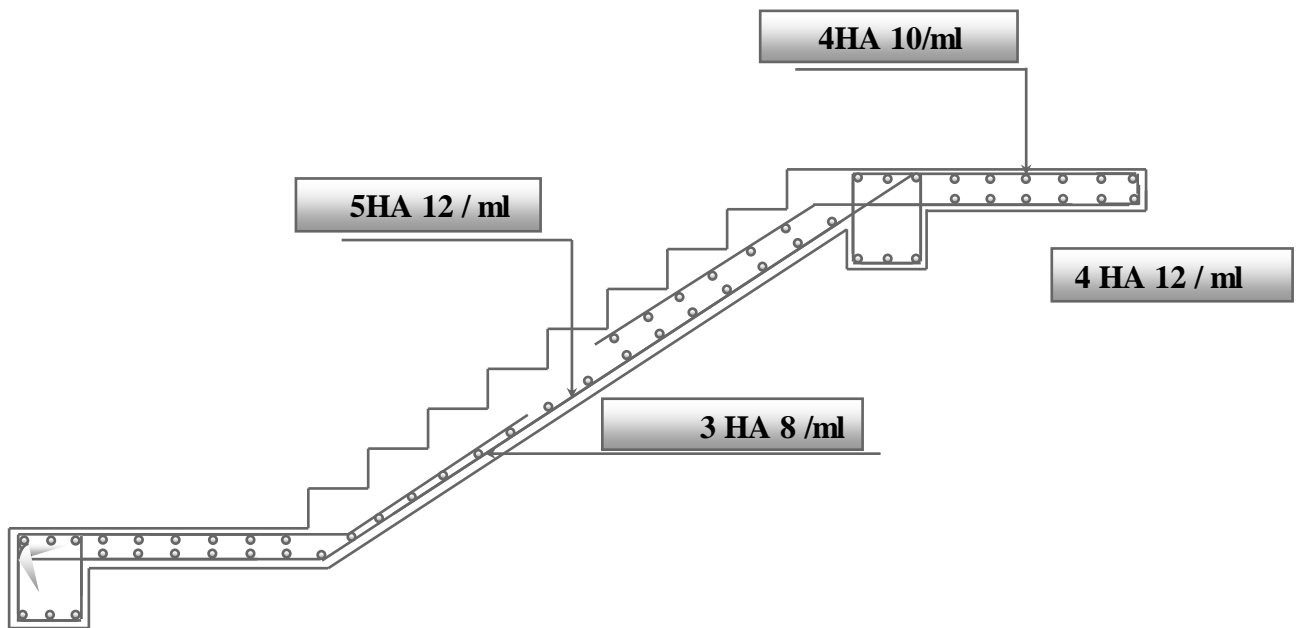
$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 389.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2663}{100 \times 13.5} = 1.97 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

III.4.4 - Schéma de ferrailage :



Figures III.9 - Schéma de ferrailage

III.5- la poutre palière:

III.5.1 – calcul des sollicitations :

❖ **Evaluations des charges:**

- Poids propre : $G_p = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2.25 \text{ Kn/ml}$
- Charge exploitation: $Q = 0,3 \times 2,5 = 0,75 \text{ KN/ml}$
- Charge ramener par les escaliers : $\left\{ \begin{array}{l} R_u = 26.63 \text{ Kn/ml} \\ R_s = 19.13 \text{ Kn/ml} \end{array} \right.$

❖ **Pondérations des charges:**

E.L.U : $q_u = 1.35 G_p + 1,5Q + R_u \Rightarrow q_u = 30.8 \text{ Kn/ml}$

E.L.S : $q_s = G_p + Q + R_s \Rightarrow q_s = 22.13 \text{ Kn/ml}$

❖ **Tableau III.11: Calcul les moments et l'efforts tranchants:**

| | $M_0 = ql^2/8(\text{KN.m})$ | $T = ql/2(\text{KN})$ | $M_a = 0,4M_0(\text{KN.m})$ | $M_t = 0,8M_0(\text{KN.m})$ |
|-----|-----------------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| ELU | 40.00 | 47.74 | 16 | 32 |
| ELS | 26.58 | 34.3 | 10.63 | 21.48 |

III.5.2 – le ferrailage de la poutre:

Tableau III.12: le ferrailage de la poutre

| | $A(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | Le choix | Aréel(cm^2) |
|--------|------------------|-------------------------|----------|------------------------|
| Travée | 3.6 | 0,97 | 3HA14 | 4,62 |
| Appui | 2.4 | 0,97 | 3HA12 | 3,39 |

III.5.3 – Diverses vérifications :

❖ **Vérification à E.L.S :**

• **En travée :**

Position de la fibre neutre :

$Y_1 = 9.09 \text{ cm}$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 29727.48 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Contrainte maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 194.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Sur appui :

Position de la fibre neutre :

$$y_1 = 8.02 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 18705.64 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 9.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Contrainte maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 326.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2663}{100 \times 13.5} = 0.6 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

III.5.4 - calcul des armatures d'âme: [B.A.E.L 91 A.7.2.2]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, 30, 10 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 8,57 \text{ mm}$$

On choisit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des cours de cadres:** [B.A.E.L 91 A.5.2]

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 24,3, 40 \}$$

Donc : $S_t \leq 24,3 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de flèche:

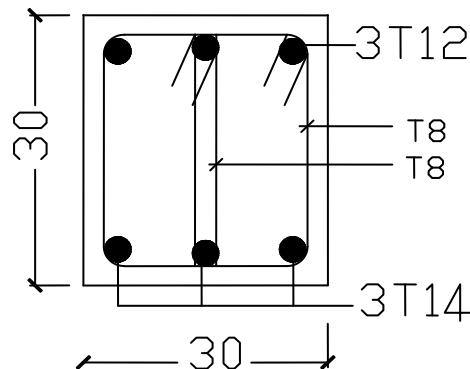
Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.097 \geq 0.062 \dots \dots \text{condition vérifiée;}$

❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.097 \geq \frac{32}{10 \times 40} = 0.08 \dots \dots \text{condition vérifiée;}$

❖ $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} ; \Rightarrow \frac{1,155}{30 \times 27} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \text{condition vérifiée;}$

III.5.5 - Schéma de ferrailage :



Figures III.10- Schéma de ferrailage

Chapitre IV :

Etude Dynamique

IV - Présentation du logiciel SAP 2000 :

Le programme de **SAP2000** représente le programme le plus facile à utiliser de la série de **SAP** des programmes machines (Microsoft Windows). Il comporte une interface d'utilisateur graphique puissante inégalée en termes de facilité d'utilisation et de productivité. Création et modification du modèle, exécution de l'analyse, vérification et l'optimisation de la conception, toutes sont faites par cette interface simple, graphique, affichage des résultats, y compris l'affichage en temps réel des déplacements, sont facilement produits.

Le **SAP 2000** est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis de type barre pour les éléments rectilignes (poteaux, poutres) et de type quadrilatère pour les éléments planes (plancher, voiles) et pour les éléments coques (coupole).

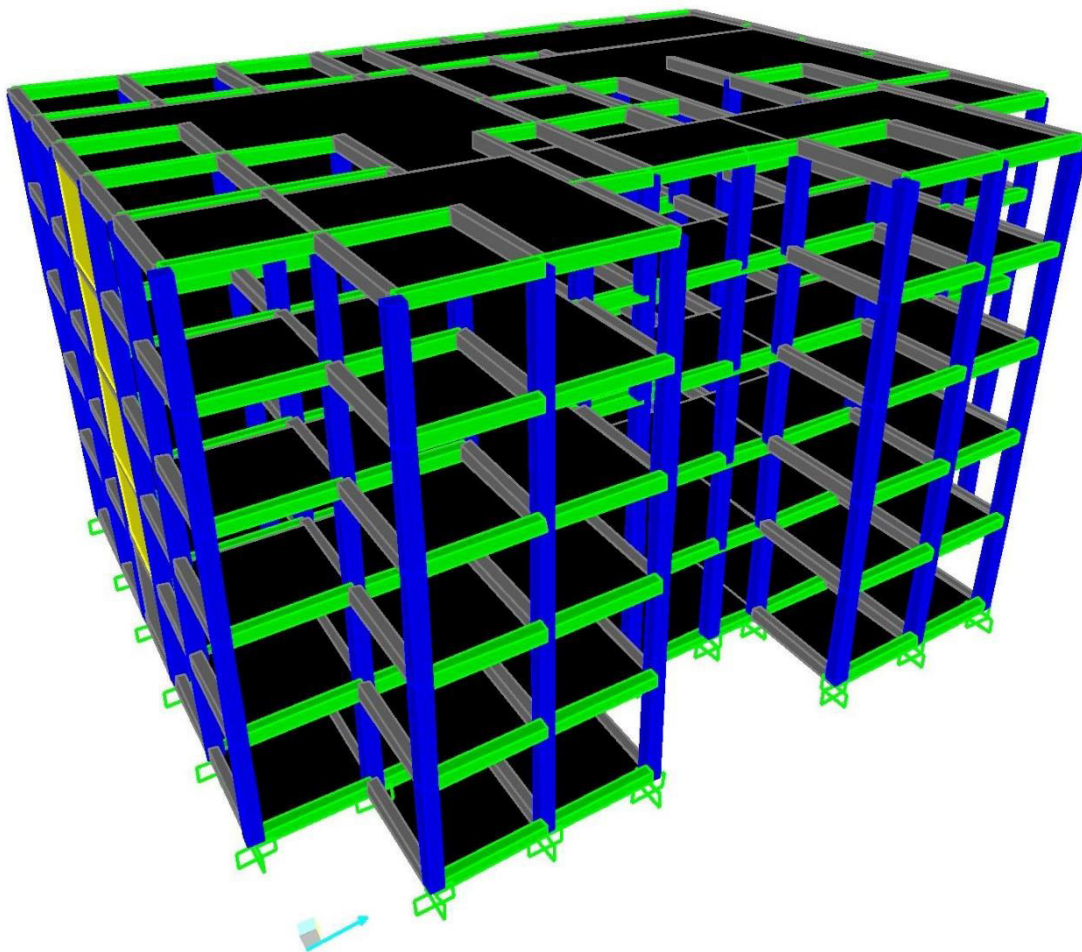


Figure IV-1- la structure sur le « sap2000 »

IV-1) Introduction :

L'étude dynamique permet d'analyser les lois des mouvements des éléments de la structure soumise à l'action des forces variables qui peuvent dépendre d'une façon déterminée de temps, de la position de l'élément ainsi que de son inertie.

La connaissance des vibrations de la structure est nécessaire afin de prévoir son comportement lors du séisme et avoir ainsi une bonne protection parasismique en accords avec l'économie.

Cette étude est conduite selon les règles en vigueur de **RPA99V2003**.

IV-1-a) Présentation de Règlement Parasismiques Algériennes :

Le **RPA99V2003** est un document technique réglementaire qui fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

IV-2) Modélisation :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié

IV-2-a) Objectifs de la modélisation :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape essentielle dans l'étude d'un ouvrage quelconque dans une zone de sismicité plus élevée, cette modélisation avec différents logiciels tels que SAP-ROBOT-ETABS permet de calculer les efforts internes (moment fléchissant-effort tranchant-effort normal)

IV-2-a-1) Présentation du logiciel SAP2000:

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

IV-2-b) Analyse :

Le **SAP2000** offre les possibilités d'analyses dynamique disponibles comportent l'analyse modale et l'analyse spectrale.

IV-3) Analyse modale :**IV-3-1) Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-3-1-a) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

On ne peut pas utiliser cette méthode.

IV-3-1-b) La méthode statique équivalente :**a. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées ci-dessus les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas utilisable car notre bâtiment ne satisfait pas toutes les conditions d'application ; mais à titre de comparaison avec la méthode dynamique nous allons évaluer la force sismique totale.

IV-3-1-c) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a) Principe :

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

b) Modélisation :

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel **SAP 2000 V12**

• **Spectre de réponse de calcul :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right) & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T₁ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T₁=0,15s (RPA99V2003 tableau 4-7 page 34)

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T₂=0,40s (RPA99V2003 tableau 4-7 page 34)

η : facteur de correction d'amortissement, (quand l'amortissement est différent- de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique de la structure.

ζ=8,5% ⇒ η=0,82 > 0,7

A : coefficient d'accélération de zone fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

La structure étudiée est classée dans la zone **III** et de groupe **(2)**

Donc :

$A=0,25$ (RPA99 tableau 4-1 page 26)

R : coefficient donné en fonction du système de contreventement.

Le système de contreventement est mixte portiques/voiles avec interaction

Donc :

$R=5$ (RPA99 tableau 4-3 page 38)

Q : facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

$$\sum_1^6 P_q = 0,2 \text{ (RPA99V2003 tableau 4 - 4 page 30)}$$

$$\sum_1^6 P_q = 0,2 \Rightarrow Q = 1,2$$

C) Etude modale

- **Nombre des modes à considérer**

Le nombre minimal des modes (K) à retenir doit

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 20s$$

N est nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

- **Combinaisons des réponses modales :**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$r = T_i/T_j$ avec $T_i < T_j$ vérifie :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j}}$$

➤ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

➤ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2

la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(E_1 + E_2)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre des modes retenus.

Tableau IV.1 : participation des masses modales

| TABLE: Response Spectrum Modal Information | | | | | | | | |
|--|-----------|----------|----------|----------|-----------|---------|---------|--------|
| OutputCase | ModalCase | StepType | StepNum | Period | DampRatio | U1Acc | U2Acc | U3Acc |
| Text | Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | m/sec2 | m/sec2 | m/sec2 |
| E | MODAL | Mode | 1 | 0,415443 | 0,05 | 4,3019 | 4,3019 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 2 | 0,305082 | 0,05 | 4,41 | 4,41 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 3 | 0,274334 | 0,05 | 4,41 | 4,41 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 4 | 0,225855 | 0,05 | 4,41 | 4,41 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 5 | 0,218659 | 0,05 | 4,41 | 4,41 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 6 | 0,202896 | 0,05 | 4,41 | 4,41 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 7 | 0,190257 | 0,05 | 4,41 | 4,41 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 8 | 0,177155 | 0,05 | 4,41 | 4,41 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 9 | 0,143303 | 0,05 | 4,43679 | 4,43679 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 10 | 0,136399 | 0,05 | 4,4644 | 4,4644 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 11 | 0,129849 | 0,05 | 4,4906 | 4,4906 | 0 |
| E | MODAL | Mode | 12 | 0,126511 | 0,05 | 4,50396 | 4,50396 | 0 |

Interprétation :

- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil de 90% au huitième mode.

IV-3-2) Etude modale spectrale :

a) Calcul V statique

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{d} \end{array} \right.$$

h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
 h_N=15,64m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage C_T=0,05
(RPA99 tableau 4-6 page 31)

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Tableau IV.2 : Calcule La valeur de la période fondamentale

| Sens | h _N (m) | d (m) | T(s) | D |
|------|--------------------|-------|------|-------|
| x | 15,64 | 27,01 | 0,27 | 2.05 |
| y | 15,64 | 21,18 | 0,31 | 1,997 |

W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : $\beta=0,2$ (RPA99 tableau 4-5 page 30)

Tableau IV.3 : Tableau des charges (W, V_{tx}, V_{ty}) dans logiciel SAP

| TABLE: Base Reactions | | | | | | | | |
|-----------------------|-------------|----------|----------|----------|----------|-----------|----------|----------|
| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ | GlobalMX | GlobalMY | GlobalMZ |
| Text | Text | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| E | LinRespSpec | Max | 3713,89 | 2980,19 | 0,471 | 33001,61 | 40495,32 | 57698,03 |
| G+0,2Q | Combination | | 9,4E-14 | 1,5E-11 | 29033,7 | 326582,89 | -387600 | 2,86E-10 |

- **Tableau IV.4 :** Résultat de calcul la force sismique (V_x, V_y)

| Sens | A | D | Q | W (kN) | R | V (kN) |
|------|------|-------|-----|-----------|---|-----------------|
| X | 0,25 | 2.05 | 1,2 | 29033.734 | 5 | 3571,149 |
| Y | 0,25 | 1,997 | 1,2 | 29033.734 | 5 | 3478,822 |

- b) **Tableau IV.5:** Résultante des forces sismiques de calcul (E_x, E_y)

| | E_x | E_y |
|------------|-----------------|-----------------|
| V_t (kN) | 3713,887 | 2980,185 |

D'après le **RPA99v2003** (art 4-3-6 page36)

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

Tableau IV.6: Vérification de l'étude sismique

| Sens | V_t (kn) | V (kn) | 80% V | $V_t > 80\% V$ |
|------|------------|----------|----------|----------------|
| x | 3713,887 | 3571,149 | 2856.919 | Vérifiée |
| y | 2980,185 | 3478,822 | 2783,058 | vérifiée |

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$ donc les deux condition est vérifier

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,77 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,93 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront ne multipliés pas soit par r_x soit par r_y .

IV-4) Vérifications :

IV-4-1) Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage(Hj)

(RPA99V2003art 5-10 page 40).

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal du chaque niveau (K) de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

$$F_i = \frac{(V - F_t)w_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

R : Coefficient de comportement.

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

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) .

Tableaux IV.7: Vérification la déformation dans chaque étage

Suivant x :

| Etage | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | Δ_k (m) | 1% Hj | Vérification |
|------------------|-------------------|----------------|----------------|--------|--------------|
| 4 ^{ème} | 0,021477 | 0,107385 | 0,024725 | 0,0306 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 0,016532 | 0,08266 | 0,024605 | 0,0306 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 0,011611 | 0,058055 | 0,02532 | 0,0306 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 0,006547 | 0,032735 | 0,02183 | 0,0306 | Vérifiée |
| RDC | 0,002181 | 0,010905 | 0,010905 | 0,0306 | Vérifiée |

Suivant y :

| Etage | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | Δ_k (m) | 1% H _j | Vérification |
|------------------|-------------------|----------------|----------------|-------------------|--------------|
| 4 ^{ème} | 0,017742 | 0,08871 | 0,01942 | 0,0306 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 0,013858 | 0,06929 | 0,02026 | 0,0306 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 0,009806 | 0,04903 | 0,021115 | 0,0306 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 0,005583 | 0,027915 | 0,01832 | 0,0306 | Vérifiée |
| RDC | 0,001919 | 0,009595 | 0,009595 | 0,0306 | Vérifiée |

IV-4-2) Justification de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ (RPA99 V2003 art 5-9 page 40).}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k)

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi})$$

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).

Suivant x :

| Etage | P_k (kn) | Δ_k (m) | V_k (kN) | h (m) | θ_x | Vérification |
|------------------|------------|----------------|------------|-------|------------|--------------|
| RDC | 11986,0074 | 0,010905 | 1245,398 | 3,06 | 0,034 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 9602,1868 | 0,02183 | 1108,52 | 3,06 | 0,062 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 7217,067 | 0,02532 | 928,52 | 3,06 | 0,064 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 4915,3926 | 0,024605 | 796,591 | 3,06 | 0,050 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 2712,9456 | 0,024725 | 475,036 | 3,06 | 0,046 | Vérifiée |

Suivant y :

| Etage | P_k (kn) | Δ_k (m) | V_k (kN) | h (m) | Θ_y | Vérification |
|------------------|------------|----------------|------------|---------|------------|--------------|
| RDC | 11986,0074 | 0,009595 | 1248,342 | 3,06 | 0,030 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 9602,1868 | 0,01832 | 1148,658 | 3,06 | 0,050 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 7217,067 | 0,021115 | 962,179 | 3,06 | 0,052 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 4915,3926 | 0,02026 | 802,561 | 3,06 | 0,041 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 2712,9456 | 0,01942 | 471,141 | 3,06 | 0,037 | Vérifiée |

IV-4-3) Justification d'interaction portiques /voiles :

D'après RPA99 V2003 (art 3-4 page19).

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

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

Interaction horizontale :

Suivant x :

| Etage | V_{por} (kN) | V_{voil} (kN) | V_{tot} (kN) | V_{por} / V_{tot} | $(V_{por} / V_{tot}) \geq 25\%$ |
|------------------|----------------|-----------------|----------------|---------------------|---------------------------------|
| RDC | 824,49 | 420,908 | 1245,398 | 0,662 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 919,218 | 189,302 | 1108,52 | 0,829 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 716,868 | 211,652 | 928,52 | 0,772 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 705,475 | 91,116 | 796,591 | 0,886 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 316,128 | 158,908 | 475,036 | 0,665 | Vérifiée |

Suivant y :

| Etage | V _{por} (kN) | V _{voil} (kN) | V _{tot} (kN) | V _{por} / V _{tot} | (V _{por} / V _{tot}) ≥ 25% |
|------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------------------|--|
| RDC | 846,398 | 401,944 | 1248,342 | 0,678 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 1002,606 | 146,052 | 1148,658 | 0,873 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 783,884 | 178,295 | 962,179 | 0,815 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 714,466 | 88,095 | 802,561 | 0,890 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 356,255 | 114,886 | 471,141 | 0,756 | Vérifiée |

Interaction verticale :

| Etage | N _{por} (kN) | N _{voil} (kN) | N _{tot} (kN) | N _{voil} / N _{tot} | (N _{voil} / N _{tot}) ≤ 20% |
|------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|--------------------------------------|---|
| RDC | 11403,275 | 582,7324 | 11986,0074 | 0,049 | Vérifiée |
| 1 ^{er} | 9133,2268 | 468,96 | 9602,1868 | 0,049 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} | 6828,9148 | 388,1522 | 7217,067 | 0,054 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 4630,2146 | 285,178 | 4915,3926 | 0,058 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} | 2493,9894 | 218,9562 | 2712,9456 | 0,081 | Vérifiée |

IV-4-3) Vérification spécifique :

- **Sollicitations normales**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b.h.f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{RPA99 V2003 (art 7-4-3-1 page50)}$$

| Niv | Section | N (kN) | v | v ≤ 0,3 |
|-----|---------|----------|-------|----------|
| RDC | 40×40 | 1097,683 | 0,274 | vérifiée |
| 1+2 | 40×40 | 783,566 | 0,256 | vérifiée |
| 3+4 | 40×40 | 319,956 | 0,142 | vérifiée |

IV -5) Etude de vent :**IV -5-1) Introduction :**

Le vent est un phénomène résultant de la différence des pressions entre les zones de l'atmosphère. Ce phénomène se déroule dans les couches supérieures de ce dernier. Le mouvement de l'air est parfois régulier (laminaire), et à proximité du sol il devient turbulent à cause des irrégularités des surfaces.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

Cette étude est conduite selon les règles en vigueur de **R.N.V 99**

Le bâtiment sera modélisé par une console encastree dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur la hauteur.

IV -5-2) Modélisation de l'action du vent RNV99 (art 3-1 page 37):

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables
- On admet que le vent peut souffler dans toutes les directions horizontales sous un angle vertical pouvant varier de $\mp 10^\circ$ par rapport au plan horizontal
- On admet qu'à un instant donné, la direction du vent ne varie pas avec la hauteur
- L'action du vent est représentée soit comme une pression, soit comme une force
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois verticales, toiture). Pour les surfaces allongées, l'action du vent peut aussi être tangentielle (forces de frottement).

IV -5-3) Application de RNV 99 :

IV -5-3-1) Données relatives au site :

- Site plat : $C_t=1$ (tab2-5 page 48).
- Zone de vent I (annexe I page 85) : $q_{ref}=375N/ m^2$ (tab 2-3 page46)
- Terrain de Catégorie IV (tab 2-4 page 47).

| K_T | Z_0 (m) | Z_{min} (m) | ξ |
|-------|-----------|---------------|-------|
| 0,24 | 1 | 16 | 0,46 |

IV -5-3-2) Choix des directions du vent :

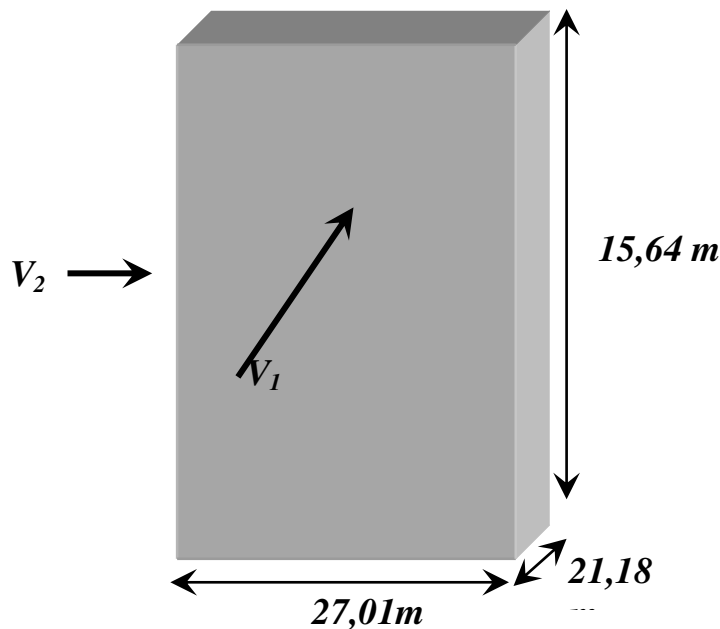


Figure VI.1: directions du vent

Sens V_1 : $b=27,01$ $d=21,18m$

Sens V_2 : $b=21,18m$ $d=27,01m$

$b(m)$: qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent

$d(m)$: qui désigne la dimension horizontale parallèle à la direction du vent

IV -5-3) Détermination du coefficient dynamique C_d : RNV99 (art 2-1-2 page 50) :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence

Ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure

Le coefficient dynamique C_d est donné en fonction de :

b(m) : qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent

h(m) : qui désigne la hauteur totale de la construction

Sens V_1 : $b=27,01m$, $h=15,64m \implies C_d=0,93 < 1,2$

Sens V_2 : $b=21,18m$, $h=18,64m \implies C_d=0,94 < 1,2$

IV -5-4) Détermination de la pression dynamique (q_{dyn}): RNV99 (art 3-1-1 page 45)

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux

La procédure qui convient pour notre cas est :

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteurs égales à la hauteur d'étage ; n est le nombre de niveaux de la construction.

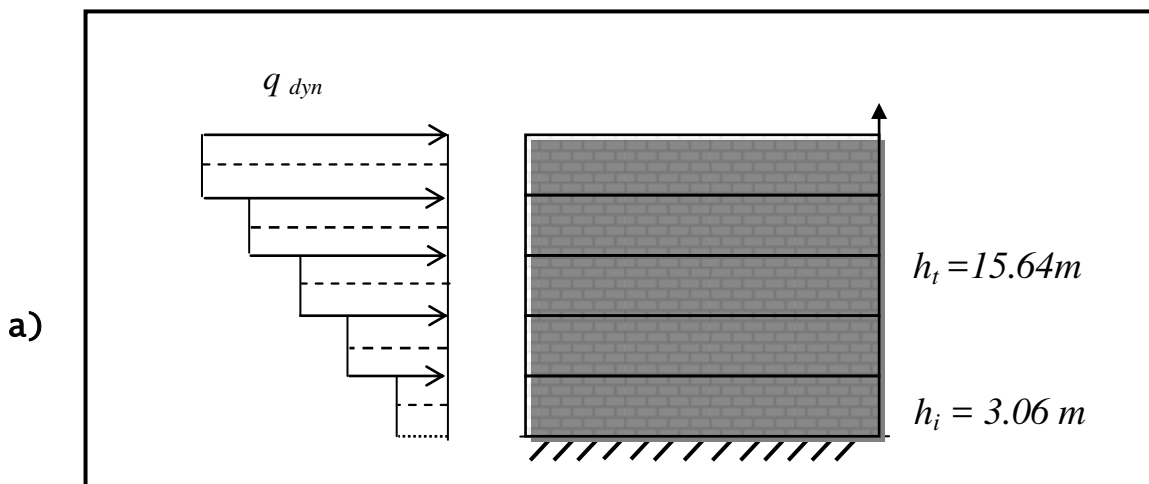


Figure VI.2: Pression dynamique de chaque étage

La pression dynamique est donnée par :

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{ref}} \cdot C_e(Z_j) \quad [\text{N/m}^2] \quad \text{RNV99 (art 3-2 page 45)}$$

Z_j (m): la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j

$C_e(Z_j)$: coefficient d'exposition

$q_{\text{ref}} (\text{N/m}^2)$: La pression de référence pour les constructions permanentes

IV -5-5-1) Détermination de coefficient d'exposition au vent $C_e(Z)$:

RNV99 (art 3-3 page 46):

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(Z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site, de la hauteur au-dessus du sol, et de la nature Turbulente du vent,

$C_e(Z)$ est donné par :

$$C_e(Z) = C_r^2(Z) \times C_t^2(Z) \times \left[1 + \frac{7K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right] \quad \text{RNV99 (art 3-3-2page46)}$$

$C_t(Z)$: est le coefficient de topographie $C_t(Z) = 1 \rightarrow$ site plat.

K_T : est facteur de terrain

Z : est la hauteur considérée

$C_r(Z)$: est le coefficient de rugosité, il est défini par la loi logarithmique.

Selon le **RNV99 (art 4-2page47)**

$$C_r(Z) = K_T \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{Si : } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m}$$

$$C_r(Z) = K_T \cdot \ln \left(\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} \right) \quad \text{Si : } Z < Z_{\text{min}}$$

Z_{min} : est la hauteur minimale

Z_0 : est le paramètre de rugosité

IV -5-5-2) Calcul de la pression dynamique :

Tableau IV.8: Calcul de la pression dynamique

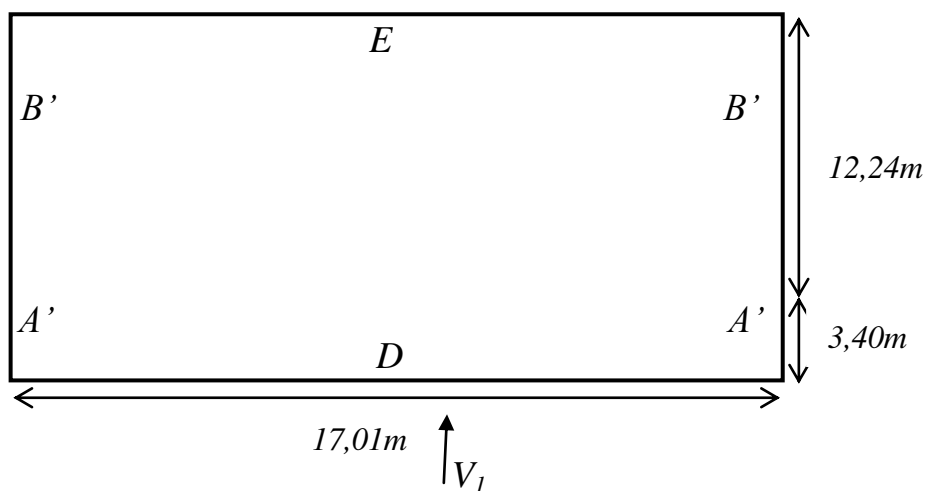
| $Z_{\min}=15m$ | $Z_j(m)$ | $Z_0(m)$ | K_T | C_r | C_t | K_T | C_e | $q_{ref} (N/m^2)$ | $q_{dy}(N/m^2)$ |
|------------------|----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------------|-----------------|
| $Z_j < Z_{\min}$ | 1,04 | 1 | 0,24 | 0,67 | 1 | 0,24 | 1,57 | 375 | 588,75 |
| | 3,12 | | | | | | | | |
| | 7,65 | | | | | | | | |
| | 10,71 | | | | | | | | |
| | 13,77 | | | | | | | | |
| $Z_j > Z_{\min}$ | 15,64 | | | 0,68 | | 1,60 | | 600,00 | |

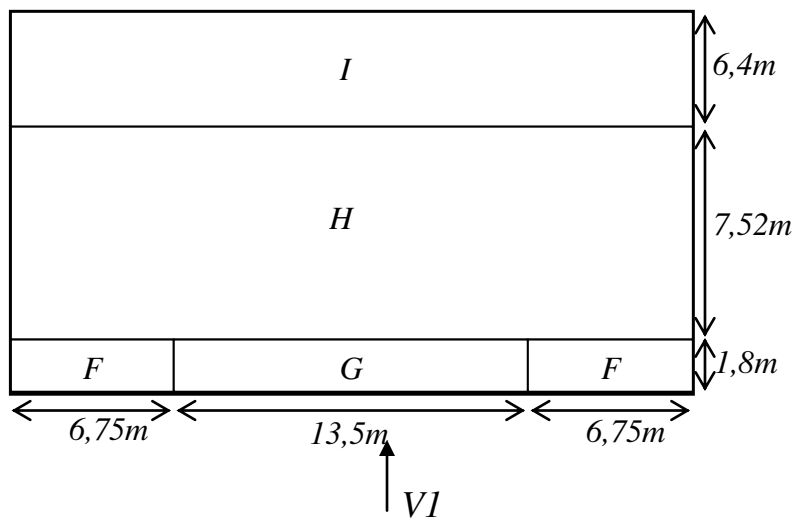
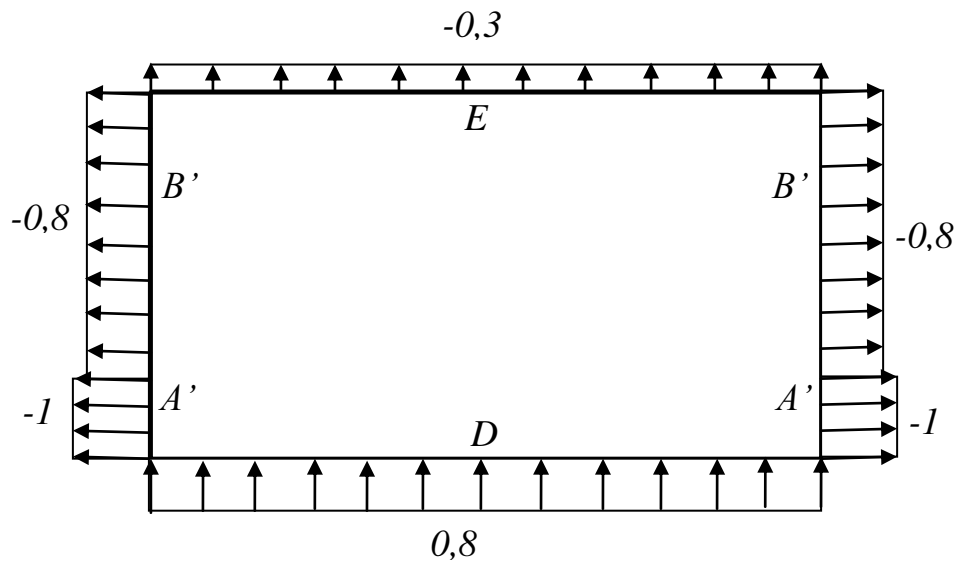
IV -5-5-3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaires et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de $1m^2$ et $10m^2$, aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

Suite à RNV99 (art 1-1-1-1page64) on trouve les valeurs suivantes de C_{pe} :

V_1PV :

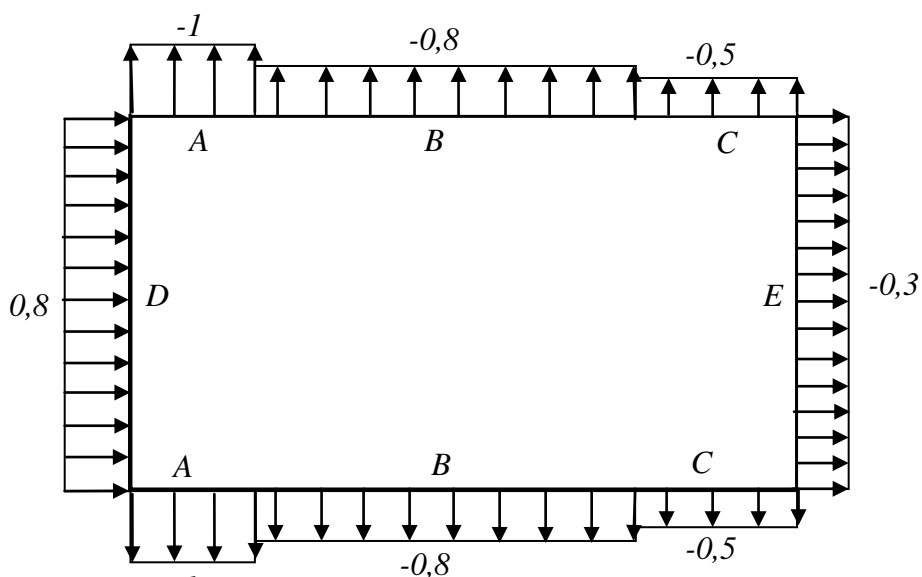
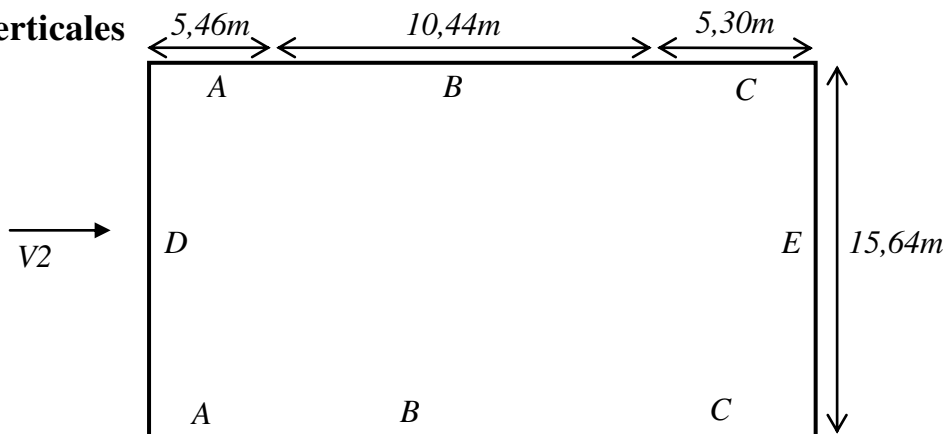




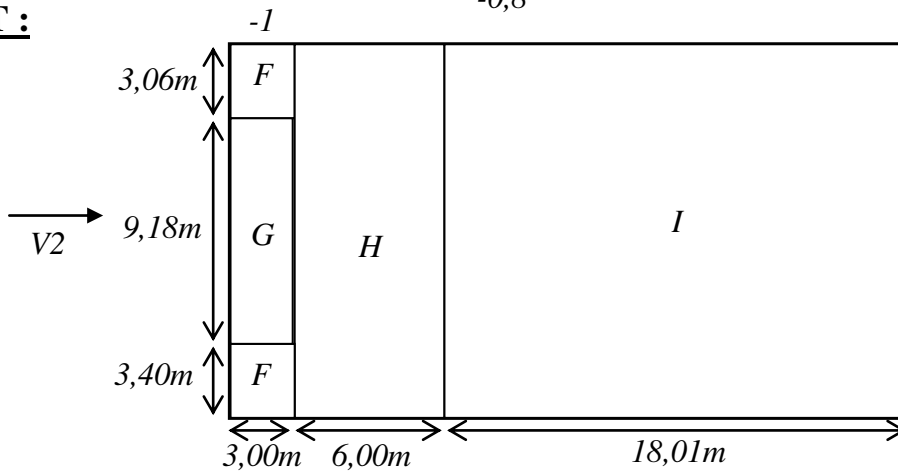
| | F | G | H | I |
|-----------------|------|------|------|------|
| C _{pe} | -1,6 | -1,1 | -0,7 | ±0,2 |

Sens V_2 :

Parois verticales



V_2 PT :



| | F | G | H | I |
|----------|------|------|------|-----------|
| C_{pe} | -1,6 | -1,1 | -0,7 | $\pm 0,2$ |

IV -5-6) Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

RNV99 (art 2-2-2page79)

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$

IV -5-7) Détermination de la pression due au vent : RNV99 (art 1-2-2 page 40)

Pour les constructions de catégorie I (bâtiment à usage d’habitation), le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, les quelles sont considérées rigides.

La pression due au vent q_j qui s’exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

W (N/m^2) : est la pression nette exercée sur l’élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l’élément de surface j

$W(Z_j)$ est obtenue à l’aide de la formule suivante :

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

Tableaux IV.9: Les résultats de la pression due au vent

Sens V_1 :

| Parois | Z (m) | q_{dyn} (N/m^2) | C_d | C_{pe} | C_{pi1} | C_{pi2} | q_{j1} (N/m^2) | q_{j2} (N/m^2) | q_j (N/m^2) |
|--------|-------|------------------------------|-------|----------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| D | 1,04 | 588,75 | 0,93 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 711,80 | 0 | 711,80 |
| | 3,12 | 588,75 | 0,93 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 711,80 | 0 | 711,80 |
| | 6,24 | 588,75 | 0,93 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 711,80 | 0 | 711,80 |
| | 9,36 | 588,75 | 0,93 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 711,80 | 0 | 711,80 |
| | 12,48 | 588,75 | 0,93 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 711,80 | 0 | 711,80 |
| | 15,64 | 600,00 | 0,93 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 725,40 | 0 | 725,40 |
| E | 1,04 | 588,75 | 0,93 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 109,51 | -602,29 | -602,29 |
| | 3,12 | 588,75 | 0,93 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 109,51 | -602,29 | -602,29 |
| | 6,24 | 588,75 | 0,93 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 109,51 | -602,29 | -602,29 |
| | 9,36 | 588,75 | 0,93 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 109,51 | -602,29 | -602,29 |
| | 12,48 | 588,75 | 0,93 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 109,51 | -602,29 | -602,29 |
| | 15,64 | 600,00 | 0,93 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 111,60 | -613,80 | -613,80 |
| F | 15,64 | 600,00 | 0,93 | -1,6 | -0,5 | 0,8 | -613,80 | -1339,20 | -1339,20 |
| G | 15,64 | 600,00 | 0,93 | -1,1 | -0,5 | 0,8 | -334,80 | -1060,20 | -1060,20 |
| H | 15,64 | 600,00 | 0,93 | -0,7 | -0,5 | 0,8 | -111,60 | -837,00 | -837,00 |
| I | 15,64 | 600,00 | 0,93 | -0,2 | -0,5 | 0,8 | 167,40 | -558,00 | -558,00 |

Sens V₂:

| Parois | Z (m) | q _{dyn} (N/m ²) | C _d | C _{pe} | C _{pi1} | C _{pi2} | q _{j1} (N/m ²) | q _{j2} (N/m ²) | q _j (N/m ²) |
|--------|-------|--------------------------------------|----------------|-----------------|------------------|------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| D | 1,04 | 588,75 | 0,94 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 719,45 | 0 | 719,45 |
| | 3,12 | 588,75 | 0,94 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 719,45 | 0 | 719,45 |
| | 6,24 | 588,75 | 0,94 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 719,45 | 0 | 719,45 |
| | 9,36 | 588,75 | 0,94 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 719,45 | 0 | 719,45 |
| | 12,48 | 588,75 | 0,94 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 719,45 | 0 | 719,45 |
| | 15,64 | 600,00 | 0,94 | 0,8 | -0,5 | 0,8 | 733,20 | 0 | 733,20 |
| E | 1,04 | 588,75 | 0,94 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 110,69 | -608,77 | -608,77 |
| | 3,12 | 588,75 | 0,94 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 110,69 | -608,77 | -608,77 |
| | 6,24 | 588,75 | 0,94 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 110,69 | -608,77 | -608,77 |
| | 9,36 | 588,75 | 0,94 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 110,69 | -608,77 | -608,77 |
| | 12,48 | 588,75 | 0,94 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 110,69 | -608,77 | -608,77 |
| | 15,64 | 600,00 | 0,94 | -0,3 | -0,5 | 0,8 | 112,80 | -620,40 | -620,40 |
| F | 15,64 | 600,00 | 0,94 | -1,6 | -0,5 | 0,8 | -620,40 | -1353,60 | -1353,60 |
| G | 15,64 | 600,00 | 0,94 | -1,1 | -0,5 | 0,8 | -338,40 | -1071,60 | -1071,60 |
| H | 15,64 | 600,00 | 0,94 | -0,7 | -0,5 | 0,8 | -112,80 | -846,00 | -846,00 |
| I | 15,64 | 600,00 | 0,94 | -0,2 | -0,5 | 0,8 | 169,20 | -564,00 | -564,00 |

IV -5-8) Calcul des forces des frottements : RNV99 (art 1-4 page41)

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \text{ (N)}$$

Avec :

C_{fr,j} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j

Les constructions pour les quelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour les quelles :

Soit le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$

Soit le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$

Donc la force de frottement est négligeable

| Sens | d (m) | b (m) | h (m) | d/b | d/h | Observation |
|------|-------|-------|-------|------|------|-------------|
| V1 | 21,18 | 27,01 | 15,64 | 0,78 | 1,35 | C.N.V |
| V2 | 27,01 | 21,18 | 15,64 | 1,28 | 1,73 | C.N.V |

IV -5-9) Calcul de la force résultante : RNV99 (art 2-1-1page44)

La force résultante R se décompose on deux forces :

Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontale agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture

Une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fr,j} \quad (\text{N}) \quad \text{RNV99 (art 2-1-2 page44)}$$

Tableaux IV.10 : la force résultante

Sens V_1 :

| Parois | q_j (N/m ²) | S_j (m ²) | $q_j \cdot S_j$ (N) | F_u (N) | F_w (N) |
|--------------|---------------------------|-------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|
| D | 711,80 | 287,64 | 204742,15 | 0 | 204742,15 |
| | 725,40 | 57,53 | 41732,26 | 0 | 41732,26 |
| E | -602,29 | 287,64 | -173242,69 | 0 | -173242,69 |
| | -613,80 | 57,53 | -35311,91 | 0 | -35311,91 |
| F | -1339,20 | 17,67 | -23663,66 | -23663,66 | 0 |
| G | -1060,20 | 17,67 | -18733,73 | -18733,73 | 0 |
| H | -837,00 | 141,38 | -118335,06 | -118335,06 | 0 |
| I | -558,00 | 120,32 | -70748,16 | -70748,16 | 0 |
| Total | | | | -231480,62 | 37919,81 |

Sens V_2 :

| Parois | q_j (N/m ²) | S_j (m ²) | $q_j \cdot S_j$ (N) | F_u (N) | F_w (N) |
|--------------|---------------------------|-------------------------|---------------------|-------------------|-----------------|
| D | 719,45 | 241,74 | 173919,84 | 0 | 173919,84 |
| | 733,20 | 48,35 | 35450,22 | 0 | 35450,22 |
| E | -608,77 | 241,75 | -147164,06 | 0 | -147164,06 |
| | -620,40 | 48,35 | -29996,34 | 0 | -29996,34 |
| F | -1353,60 | 12,48 | -16892,93 | -16892,93 | 0 |
| G | -1071,60 | 12,48 | -13373,57 | -13373,57 | 0 |
| H | -846,00 | 99,86 | -84481,56 | -84481,56 | 0 |
| I | -564,00 | 172,22 | -97132,08 | -97132,08 | 0 |
| Total | | | | -211880,14 | 32209,66 |

IV -6) Comparaison :

Tableau IV.3 : Comparaison entre les force séisme et la force de vent

| Efforts | Vent | Séisme | Rapport(%) |
|------------|--------|----------|------------|
| V_x (kN) | 37,919 | 3571,149 | 0,94 |
| V_y (kN) | 32,209 | 3478,822 | 1,08 |

IV -6-1) Remarque :

Lorsqu'en comparant les deux actions, on trouve que les actions de séisme sont trop plus importantes que celles du vent, et vue que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est très rare, la suite de l'étude se fera en tenant au compte uniquement les actions sismiques.

Chapitre V:

Ferraillage des éléments principaux

Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement **BAEL91**, en respectant les règles parasismiques Algériennes (**RPA 99/ version 2003**).

V -1) Ferraillage des poteaux :**V -1-1) Combinaisons des charges :**

Les combinaisons d'actions dues aux charges horizontales et verticales sont :

1,35G+1,5Q ----- BAEL91 (art B-8-2-11 page108)

G + Q +E ----- RPA99 V2003 (art 5-1 page 38)

0,8 G ±E ----- RPA99 V2003 (art 5-2 page 38)

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

V -1-2) Calcul du ferraillage :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts aux fondations, ils sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal
- Effort tranchant
- Moment fléchissant

V -1-3) Recommandations du RPA99V2003:**a) Les armatures longitudinales :**

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

-Leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III

-Leur pourcentage **maximal** sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

-Le diamètre minimum est de 12mm

-La longueur minimale des recouvrements est de: 50 ϕ en zone III

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

b) Les armatures transversales :

Les armatures des poteaux seront déterminées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_t : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \\ 3,5 & \text{Si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

t : est l'espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm.}$ en zone III

Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$ en zone III où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

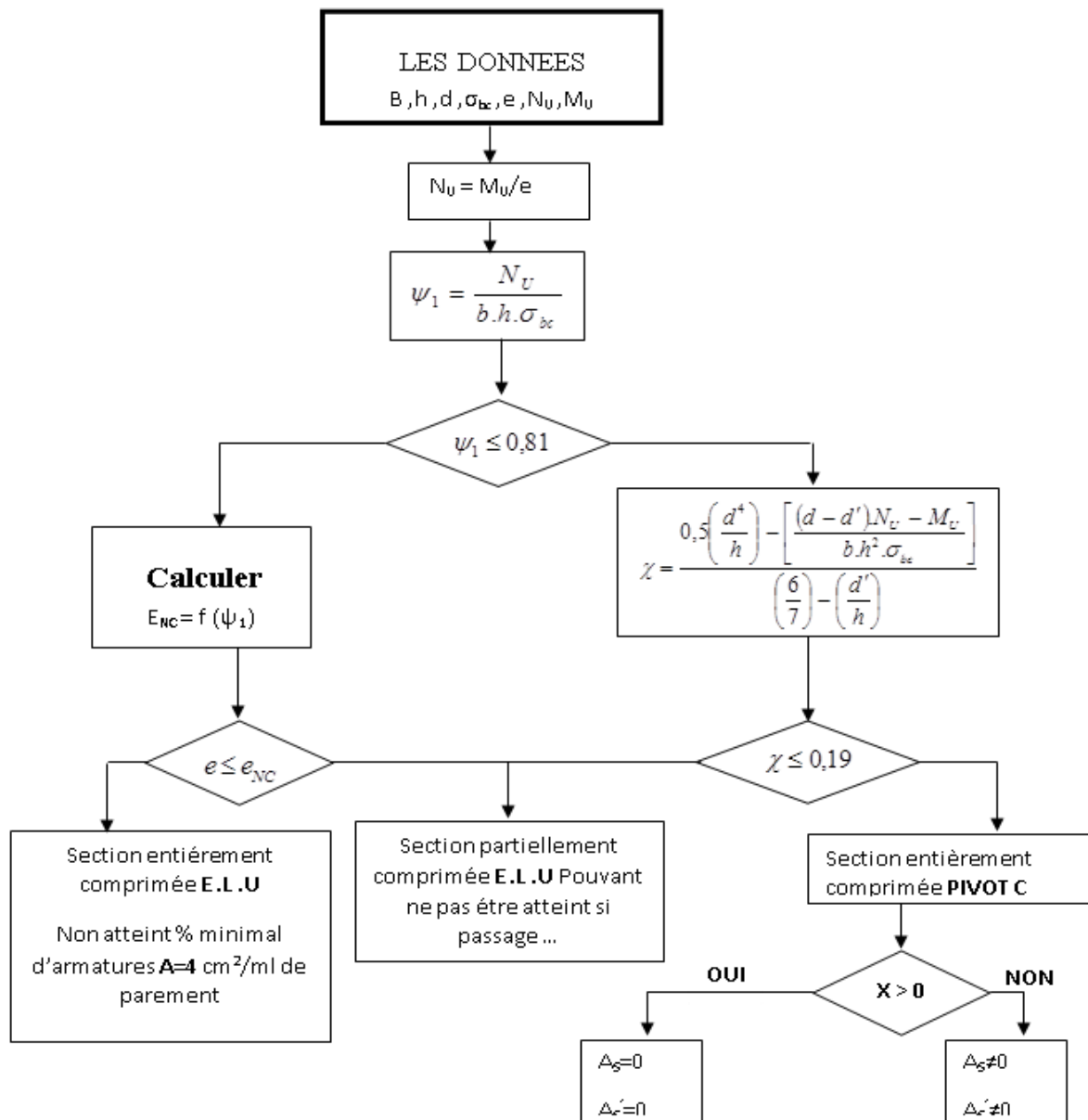
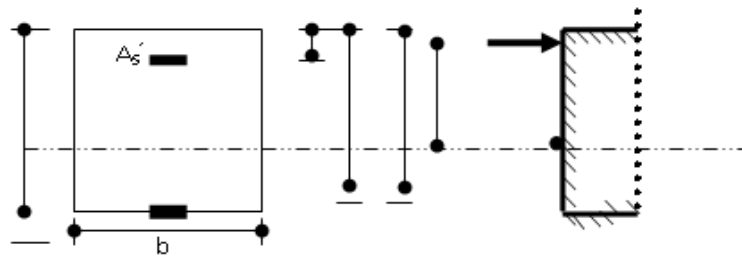
Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré

l_f : longueur de flambement du poteau.

V -1-4) calcul ferrailage du poteau

ORGANIGRAMME -II- CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

- **RDC:**

- a) **Ferrailage longitudinal :**

On prend comme un exemple de calcul le poteau le plus sollicité du RDC :

$c=c'=2,5\text{cm}$; $S=40\times 40\text{cm}^2$; Acier Fe E400Mpa.

$$N_{\max}=1489,532\text{ kN} \quad M_{\text{corres}}=2,035\text{ kN.m} \quad M_{\text{ser}}=1,592\text{ kN.m}$$

En tenant au compte les conditions suivantes :

- **Condition 1:** Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23bdf_{tj}}{f_e} = 1.74\text{cm}^2$$

- **Condition 2:** Exigence du RPA99V2003

$$A_{\text{RPA}}=0,9\% \times b \times h=14,40\text{cm}$$

$$N_{\max}=1489,53\text{ kN} \quad M_{\text{corres}}=2,035\text{ kN.m} \quad M_{\text{ser}}=1,592\text{ kN.m}$$

$$e_a = \max\left[2\text{cm}; \frac{l}{250}\right] = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{2,035}{1489,532} + 0.02 = 0.03$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi) = 0,091$$

Avec :

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{\text{ser}}}\right) = 1,48$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e=e_1+e_2=0,12\text{m}$$

$$\psi = \frac{N_u}{b \cdot hf_{bc}} = 0.06 \leq 0.84 \Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = 0.16$$

$$e_{\text{NC}}=\varepsilon \cdot h= 0,06\text{m}$$

$e > e_{\text{NC}} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

- **Calcul en flexion simple :**

$$M_u = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 417,069$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0,0005$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0006$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,35$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \frac{417,069 \times 10^{-3}}{0,35 \times 347,83} - \frac{1489,532 \times 10^{-3}}{347,83}$$

$$A_s = 5,14 \text{ cm}^2$$

- **Etage courant :**

- b) Ferrailage longitudinal :**

On prend comme un exemple de calcul le poteau le plus sollicité du étage courant:

$c=c'=2,5 \text{ cm}$; $S=40 \times 40 \text{ cm}^2$; Acier Fe E400Mpa.

$$N_{\max} = 1489,532 \text{ kN} \quad M_{\text{corres}} = 2,035 \text{ kN.m} \quad M_{\text{ser}} = 1,592 \text{ kN.m}$$

En tenant au compte les conditions suivantes :

- **Condition 1:** Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{tj}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

- **Condition 2:** Exigence du RPA99V2003

$$A_{\text{RPA}} = 0,9\% \times b \times h = 14,40 \text{ cm}^2$$

$$N_{\max} = 1489,53 \text{ kN} \quad M_{\text{corres}} = 2,035 \text{ kN.m} \quad M_{\text{ser}} = 1,592 \text{ kN.m}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{2,035}{1489,532} + 0,02 = 0,03$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\emptyset) = 0,091$$

Avec :

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{\text{ser}}} \right) = 1,48$$

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0,12\text{m}$$

$$\Psi = \frac{N_u}{b \cdot h f_{bc}} = 0,06 \leq 0,84 \Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0,16$$

$$e_{NC} = \varepsilon \cdot h = 0,06\text{m}$$

$e > e_{NC} \implies$ Section entièrement comprimée.

- Calcul en flexion simple :**

$$M_u = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 417,069$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0,0005$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0006$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,35$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \frac{417,069 \times 10^{-3}}{0,35 \times 347,83} - \frac{1489,532 \times 10^{-3}}{347,83}$$

$$A_s = 5,14\text{cm}^2$$

- Résultat :**

Tableau V-1- ferrailage du poteau

| N | Section | N (kN) | M (kN.m) | M _{ser} (kN.m) | A _s (cm ²) | A _{RPA} (cm ²) | A _{min} (cm ²) |
|-------|---------|----------|----------|-------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| RDC | 40×40 | 1489,532 | 2,035 | 1,592 | 5,14 | 14,40 | 1,74 |
| Étage | 40×40 | 1489,532 | 2,035 | 1,592 | 5,14 | 14,40 | 1,74 |

- Choix de la section d'armature :**

Tableau V-2-choix du ferrailage

| Section(cm ²) | A _{calculée} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | Choix |
|---------------------------|--|---|--------------|
| 40×40 | 14,40 | 16,10 | 4HA16+ 4HA16 |

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

• Vérification a l'E.L.S :

✓ Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$by^2 + 30 Ay - 30 d A = 0 \Rightarrow y = 14.775 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2] = 131360.01 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 311.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

c) Ferrailage transversal :

Tableau V-3- Ferrailage transversal du poteaux

| | section | V _u (kN) | λ _g | ρ _a | A _t (cm ²) | Choix |
|-------------------------|---------|---------------------|----------------|----------------|-----------------------------------|-------------------------|
| Zone nodale t=10cm | 40×40 | 29,62 | 7 | 3.5 | 1.102 | 2cadre RLØ ₈ |
| | 40×40 | 40.32 | 5.35 | 3.5 | 1.44 | 2cadre RLØ ₈ |
| Zone courante t=15cm | 40×40 | 29,62 | 7 | 3.5 | 1.65 | 2cadre RLØ ₈ |
| | 40×40 | 40.32 | 5.35 | 3.5 | 2.16 | 2cadre RLØ |

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$ et $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement.}$$

➤ Selon le BAEL91 : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ en FPN.

➤ Selon le RPA99 (art 7-4-3-2 page51): $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

Tableau V-4- Vérification de la contrainte de cisaillement

| Niveau | Sections | V _u (kn) | τ _u (MPa) | λ _g | ρ _d | τ _{bu} (Mpa) | τ _u (MPa) | observation |
|--------|----------|---------------------|----------------------|----------------|----------------|-----------------------|----------------------|-------------|
| RDC | 40×40 | 29.62 | 0,185 | 7 | 0,075 | 1,875 | 3.25 | Vérifiée |
| étage | 40×40 | 40.35 | 0.252 | 5.35 | 0,075 | 1,875 | 3.25 | Vérifiée |

➤ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 70$

D'où : $\lambda = L_f / i$ Avec :

- L_f : étant la longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$.
- i : rayant quadratique de la section dans le plan de flambement : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- B : l'aire de section.

Tableau V-5- vérification au flambement

| Élément | L (m) | L _f (m) | i (m) | λ | λ < 70 |
|---------|-------|--------------------|-------|-------|----------|
| 40 × 40 | 3,4 | 2,38 | 0.12 | 19.83 | Vérifiée |
| 40 × 40 | 3,06 | 2,142 | 0.12 | 17.85 | Vérifiée |

V-1-5- schéma de ferrailage

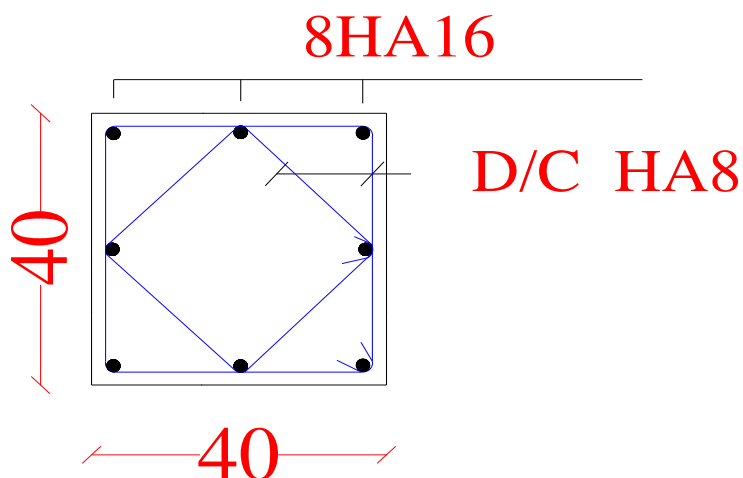


Figure V-1 : schéma de ferrailage des poteaux

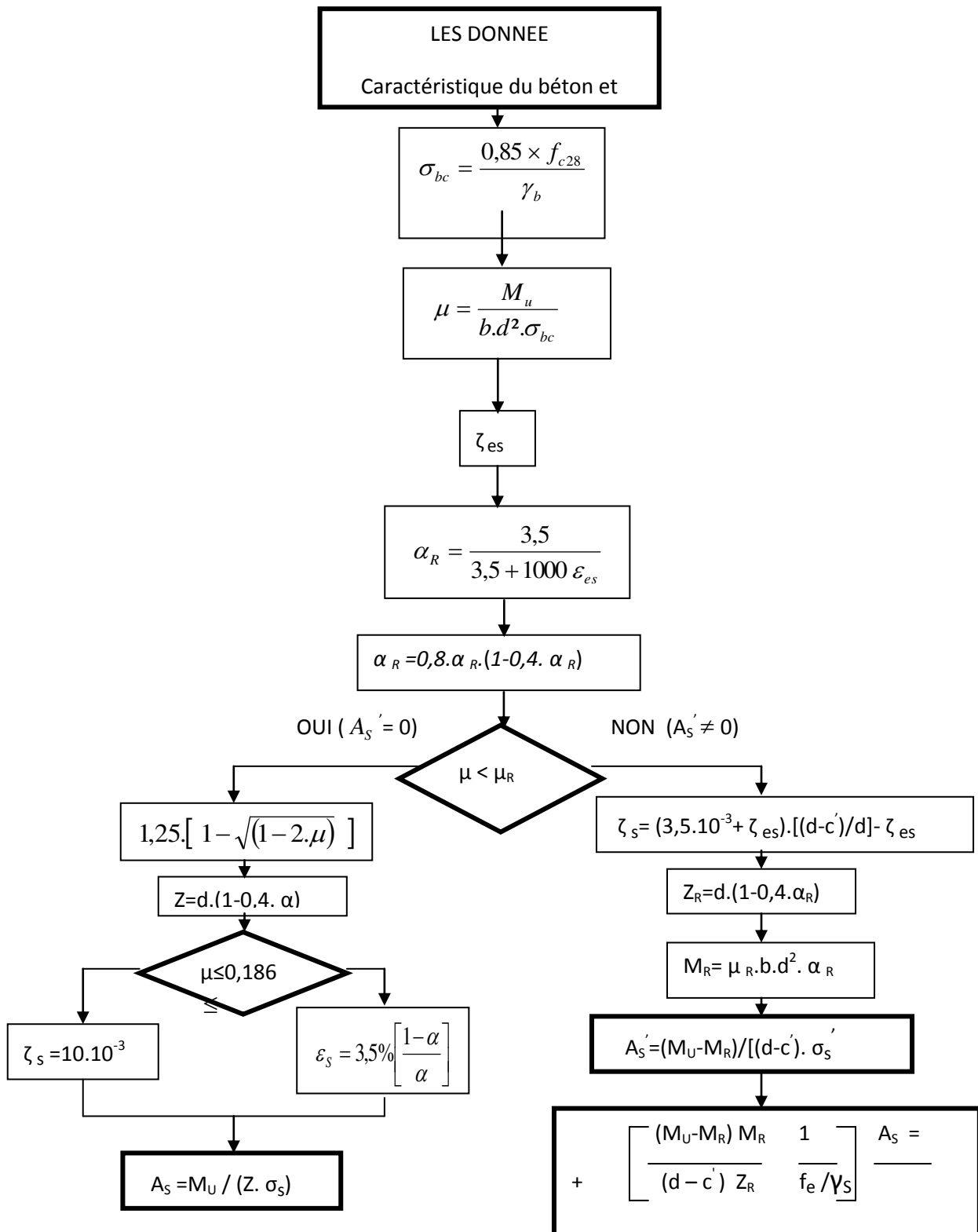
Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

V -2) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, elles transmettent les efforts (G, Q et E) aux poteaux.

Elles sont soumises à un moment fléchissant et à un effort tranchant.

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



V -2-1) Les combinaisons de calcul :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable et transitoire (SDT), selon le BAEL91 (1,35G+1,5Q) :

Pour déterminer le moment maximum en travée.

- Situation accidentelle (SA), selon le RPA99V2003 (G + Q +E ; 0,8 G ±E) :

Pour déterminer le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

V -2-3) Recommandations du RPA99v2003 (art 7-5-2 page65):

a) Armatures longitudinales :

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III

Les cadres du nœud seront disposés comme armatures transversales d'un poteau.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V -2-4) calcul Ferrailage des poutres :

❖ Poutre principales (40×30cm²)

On prend comme un exemple de calcul la poutre principale :

$c=c'=2,5\text{cm}$; $S=40\times 30\text{cm}^2$; $L=4,9\text{m}$; Acier Fe E400Mpa.

$M_t=205,242\text{kN.m}$ $M_a=8,15\text{ kN.m}$

a) Les armatures longitudinales :

- **Condition 1:** Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23bdf_{tj}}{f_e} = 1.30\text{cm}^2$$

- **Condition 2:** Exigence du RPA99V2003

$$A_{\text{RPA}}=0,5\% \times b \times h=6\text{cm}^2$$

a-2)En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{205,242 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0,17 \quad \mu < 0,186 \dots \dots \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,23$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.33$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{205,242 \times 10^{-3}}{0.33 \times 347.83}$$

$$A_s = 1.78\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}, A_{\text{RPA}}) = 6\text{cm}^2 \text{ on adopte } A_s = 6,79\text{cm}^2 \Leftrightarrow 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12$$

a-1)En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{8,15 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0,0025 \quad \mu < 0.186 \dots \dots \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.003$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{8,15 \times 10^{-3}}{0.36 \times 347.83}$$

$$A_s = 6,5\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}, A_{\text{RPA}}) = 6,5\text{cm}^2 \text{ on adopte } A_s = 6,79\text{cm}^2 \Leftrightarrow 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12$$

b) Les armatures transversales :

b-1) calcul de l'espacement :

Selon le BAEL91:

$$S_t = \min(0,9h; 40\text{cm}) = 36 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99V2003:

Dans la zone nodale :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante:

$$s_t = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

b-2) calcul de la quantité des armatures transversales :

$$\begin{cases} A_t \geq \frac{S_t \gamma_s (\tau_u f_{t28} \cdot k)}{0.9 f_e} \\ A_{RPA} = 0.003 S_t \cdot b \end{cases}$$

Dans la zone nodale : ($S_t=10\text{cm}$) $\Rightarrow A_t=0,095\text{cm}^2 \quad A_{RPA}=0,9\text{cm}^2$

Dans la zone courante : ($S_t=20\text{cm}$) $\Rightarrow A_t=0,95\text{cm}^2 \quad A_{RPA}=1,8\text{cm}^2$

On adopte $A_t=2,01\text{cm}^2=2\text{Cadres RL}\phi_8$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{243,55 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,35} = 2,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots \text{F.N.P}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \text{C.V}$$

d) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.08 > 0.062 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad 0.08 > 0.075 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0064 \leq 0.0105 \dots \dots \text{C.V}$$

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

❖ Poutres secondaires (30x35)cm²

On prend comme un exemple de calcul la poutre principale :

$c=c'=2,5\text{cm}$; $S=30\times 35\text{cm}^2$; $L=3.35\text{ m}$; Acier Fe E400Mpa.

$M_t=60,28\text{kN.m}$ $M_a=6,92\text{kN.m}$

e) Les armatures longitudinales :

- **Condition 1:** Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{tj}}{f_e} = 1,3\text{cm}^2$$

- **Condition 2:** Exigence du RPA99V2003

$$A_{\text{RPA}}=0,5\% \times b \times h=5,25\text{cm}^2$$

a-2)En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,92 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.026 \quad \mu < 0.186 \dots \dots \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,033$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,25$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{6,92 \times 10^{-3}}{0.22 \times 347.83}$$

$$A_s = 0,8\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}, A_{\text{RPA}}) = 5,25\text{cm}^2 \text{ on adopte } A_s=6,79\text{cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12+3\text{HA}12$$

a-1)En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{60,28 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0,039 \quad \mu < 0.186 \dots \dots \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.34$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{60,28 \times 10^{-3}}{0,36 \times 347,83}$$

$$A_s = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}, A_{\text{RPA}}) = 5,25\text{cm}^2 \text{ on dopte } A_s=6,79\text{cm}^2 \rightarrow 3 \text{ HA}12+3\text{HA}12$$

f) Les armatures transversales:

b-1) calcul de l'espacement :

Selon le **BAEL91**:

$$S_t = \min(0,9h; 40\text{cm}) = 27 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99V2003**:

Dans la zone nodale :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 7.5 \text{ cm}$$

Dans la zone courante: :

$$s_t = \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

b-2) calcul de la quantité des armatures transversales :

$$\begin{cases} A_t \geq \frac{S_t \gamma_s (\tau_u f_{t28} \cdot k)}{0.9 f_e} \\ A_{RPA} = 0.003 S_t \cdot b \end{cases}$$

Dans la zone nodale : ($S_t=7.5\text{cm}$) $\Rightarrow A_t=0,083\text{cm}^2 \quad A_{RPA}=0,9\text{cm}^2$

Dans la zone courante : ($S_t=15\text{cm}$) $\Rightarrow A_t=0,17\text{cm}^2 \quad A_{RPA}=1,8\text{cm}^2$

On adopte $A_t=2,01\text{cm}^2=2\text{Cadres RL}\phi_8$

g) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{65,83 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.25} = 0,61\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \dots \text{F.N.P}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \text{C.V}$$

h) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.09 > 0.062 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad 0.09 > 0.075 \dots \dots \text{C.V}$$

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.009 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

V-2-5- schéma de ferrailage:

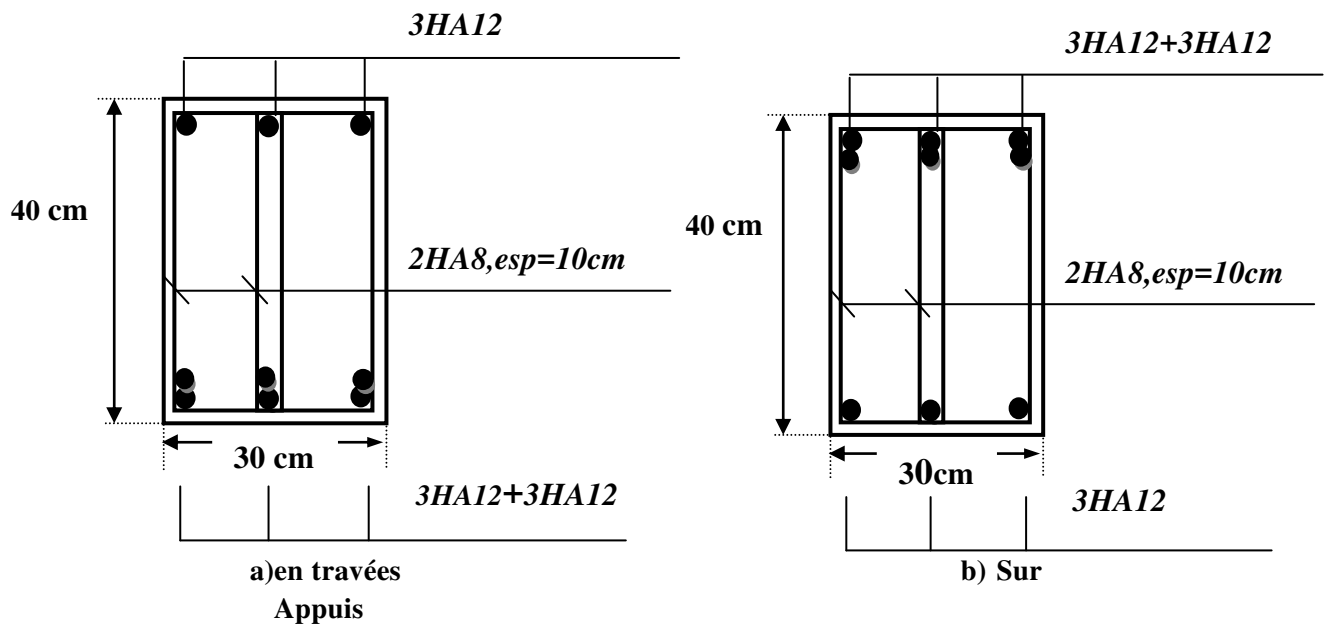


Figure V -2 : schéma de ferrailage des poutres principales (30x40)cm²

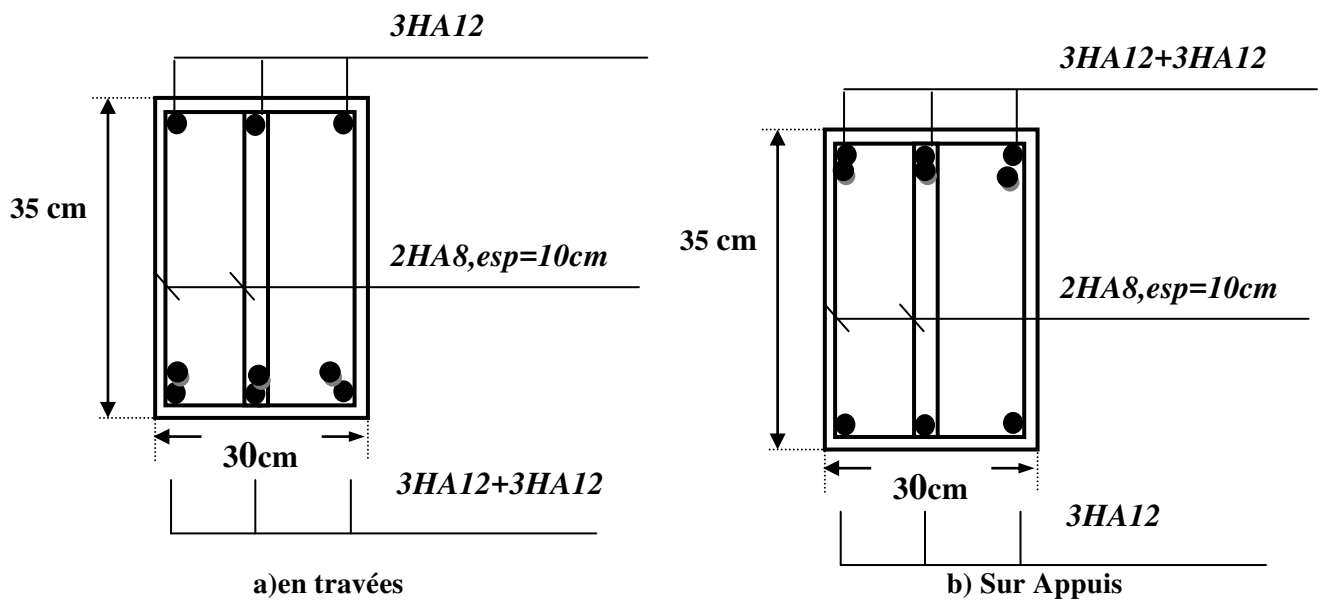


Figure V-3 : schéma de ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm²

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

V -3) Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement les forces d'origine sismique et le vent, il transmet également les charges verticales aux fondations.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation

Donc les voiles seront calculés en flexion composée.

Leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V -3-1) Recommandations du RPA99V2003:

a) Ferrailage vertical :

- Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).

b) Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

c) Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile : 0,15 % de la section horizontale du béton
- En zone courante : 0,10 % de la section horizontale du béton

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V -3-2) calcul Ferrailage de voiles :

a) Calcul des armatures verticales :

$$l = 1,7 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m} \quad N = 1514 \text{ kN} \quad M = 50,16 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I} = 4,97 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I} = -3,93 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

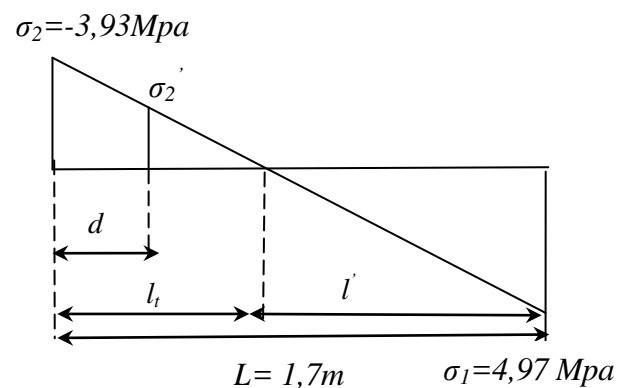
$$S = e \cdot L = 0,34 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = 0,85 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \cdot l^3}{12} = 0,082 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = 4,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -3,93 \text{ MPa}$$



Calcul de l_t et l'

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

Avec :

l_t : longueur de la section tendue

l' : longueur de la section comprimée

$$l_t = \frac{l \times \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{1,7 \times 3,93}{4,97 + 3,93} = 0,75$$

$$l' = l - l_t = 1,7 - 0,67 = 1,03$$

$$d < \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2 \cdot l'}{3}\right) = 0,69\text{m}$$

$$\frac{\sigma_2}{l_t} = \frac{\sigma'_2}{l_t - d} \Rightarrow \sigma'_2 = \frac{l_t - d}{l_t} \sigma_2$$

$$\sigma'_2 = \frac{-3,93(0,75 - 0,69)}{0,75} = -0,31 \text{ MPa}$$

$$S' = e \times d = 0,14\text{m}^2$$

$$v' = \frac{d}{2} = 0,345 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \cdot d^3}{12} = 0,0055 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S'} + \frac{M \cdot v}{I} & (1) \\ \sigma_2 = \frac{N}{S'} - \frac{M \cdot v}{I} & (2) \end{cases}$$

De (1) et(2) on a :

$$N_1 = \frac{(\sigma'_2 + \sigma_2) \times S'}{2} = 0,3 \text{ MN}$$

$$M_1 = \frac{(\sigma'_2 - \sigma_2) \times I}{2 \times v'} = 0,03 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{0,01}{-0,44} = -0,1 \text{ m}$$

$$\frac{d}{6} = 0,115\text{m} \geq e_0$$

Et N est un effort de traction \Rightarrow section entièrement tendue

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0,4\text{m} \quad c=0,045$$

Chapitre V: ferrailage des éléments principaux

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c = 0,2\text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2)f_e} = 2,5\text{cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2)f_e} = 5\text{cm}^2$$

$$A_S = A_{s1} + A_{s2} = 7,5\text{cm}^2$$

$$A_{s/ml/face} = 4,6\text{ cm}^2$$

a-1) Section minimale des armatures verticales :

D'après le RPA99V2003 (art7-7-4-1 page 61) :

$$A_{\min} = 0,20\% \times e \times l_t = 0,20\% \times 20 \times 75 = 3\text{cm}^2$$

$$A_{s/ml/face} = 1,2\text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{Sv} = \max(A_S ; A_{\min}) = 4,6\text{cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie

$$A_S = 4,6 \times 2 \times (1,8/2) = 8,28\text{ cm}^2 \quad (\text{pour les deux faces})$$

En zone courante : soit **4HA12** ($A_S = 4,52\text{cm}^2$)

En zone d'about : soit **6HA12** ($A_S = 6,79\text{cm}^2$)

a-2) Espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$ soit **$S_t = 30\text{cm}$**

En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2$ soit **$S_{ta} = 15\text{cm}$**

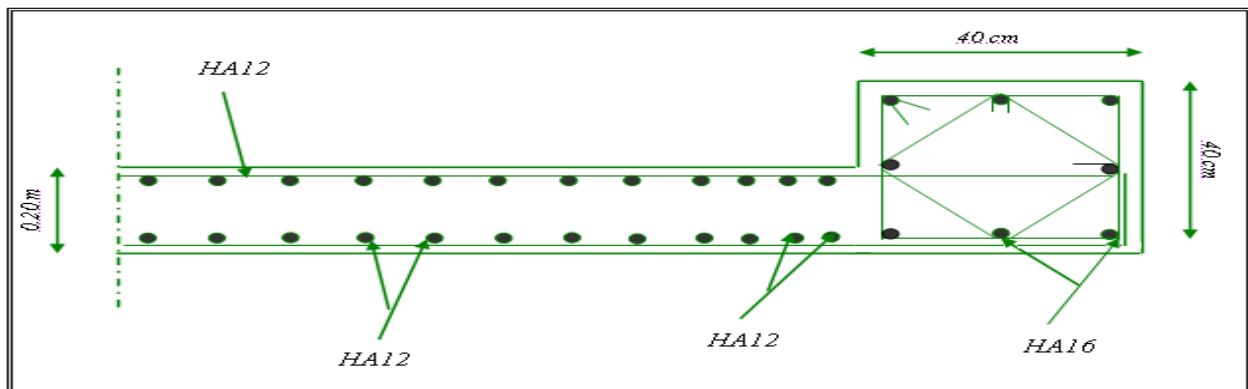


Figure V-4: schéma de ferrailage de voile

Chapitre VI :

Etude de l'infra structure

VI -1) Etude des fondations :**VI -1-1) Définition :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble, des éléments de fondation transmettent les charges au sol.

VI -1-2) Fonctions à remplir par les fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol d'assise les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatiques et sismiques.

VI -1-3) Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **2 bars** et une profondeur d'ancrage égale à **1,5m**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.

VI -1-4) Combinaison d'action :

ELS : $G + Q$.

ELU : $1.35G + 1.5 Q$.

$0.8 G \pm E$ Pour la vérification de la stabilité.

VI -1-5) Exemple de calcul:**VI -1-5-1) Semelle isolée**

On prend comme un exemple de calcul la semelle la plus sollicitée :

| Combinaison | ELS | ELU | 0,8G+E |
|-------------|--------|--------|---------------|
| N (kN) | 738,13 | 915,09 | 562,35 |
| M (kN.m) | 5,62 | 7,89 | 50,26 |

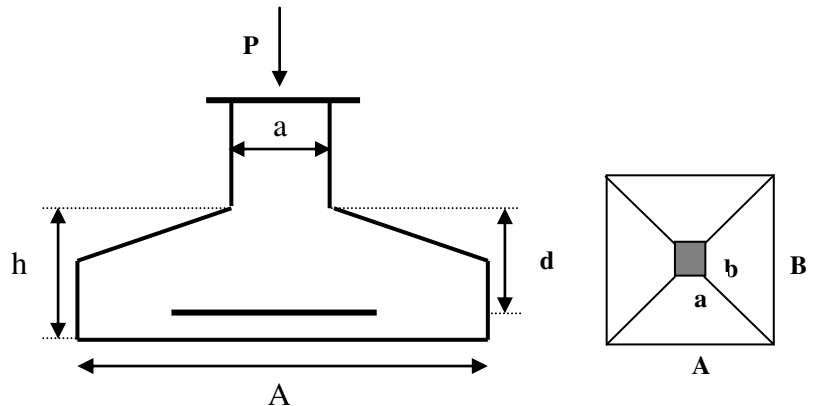
a) Dimensionnement:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{5,62}{738,13} = 0,0076 \text{ m}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} \Rightarrow A = B$$

$$\frac{N_{ser}}{A \cdot B} + \frac{M_{ser}}{I} v \leq \sigma_{sol}$$

$$I = \frac{B \times A^3}{12} \quad v = \frac{A}{2}$$



La formule finale s'écrit :

$$\sigma_{sol} \cdot A^3 - N_{ser} \cdot A - 6 \cdot e_0 \cdot N_{ser} = 0$$

⇒ Résoudre de l'équation de 3^{ème} ordre.

On choisit : $A=B=2\text{m}$

*Hauteur utile d :

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2-0,40}{4} = 0,40\text{m}$$

* Hauteur h :

$$h = d + 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

b) Vérification des contraintes :

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \times 0,0076}{2}\right) \times \left(\frac{738,13 \times 0,01}{(2)^2}\right) = 1,88 \text{ bars}$$

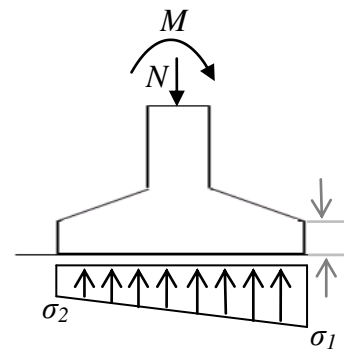
$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \times 0,0076}{2}\right) \times \left(\frac{738,13 \times 0,01}{(2)^2}\right) = 1,80 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 1,88 + 1,80}{4} = 1,86 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = 1,86 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$



c) Vérification de stabilité au renversement:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{50,26}{562,35} = 0,089 \text{ m}$$

$$\frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,50 \text{ m}$$

$$e_0 \leq \frac{A}{4} \Rightarrow \text{vérifié}$$

d) Ferrailage :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,0086 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \cdot B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \times 0,0086}{2}\right) \times \left(\frac{915,09 \times 0,01}{(2)^2}\right) = 2,35 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \times 0,0086}{2}\right) \times \left(\frac{915,09 \times 0,01}{(2)^2}\right) = 2,23 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,32 \text{ bars}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B$$

$$N' = 2,32 \times (2)^2 \times 10^2 = 928 \text{ kN}$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{N'(A - a)}{8h\sigma_s} = \frac{928 \times 10^{-3} (2 - 0,40)}{8 \times 0,45 \times 347,83}$$

$$A = 11,86 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte: } A_s = 10 \text{ T14}$$

d-1) L'espacement :

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \varnothing_t) = 20\text{cm}$$

On adopte : $S_t=20\text{cm}$.

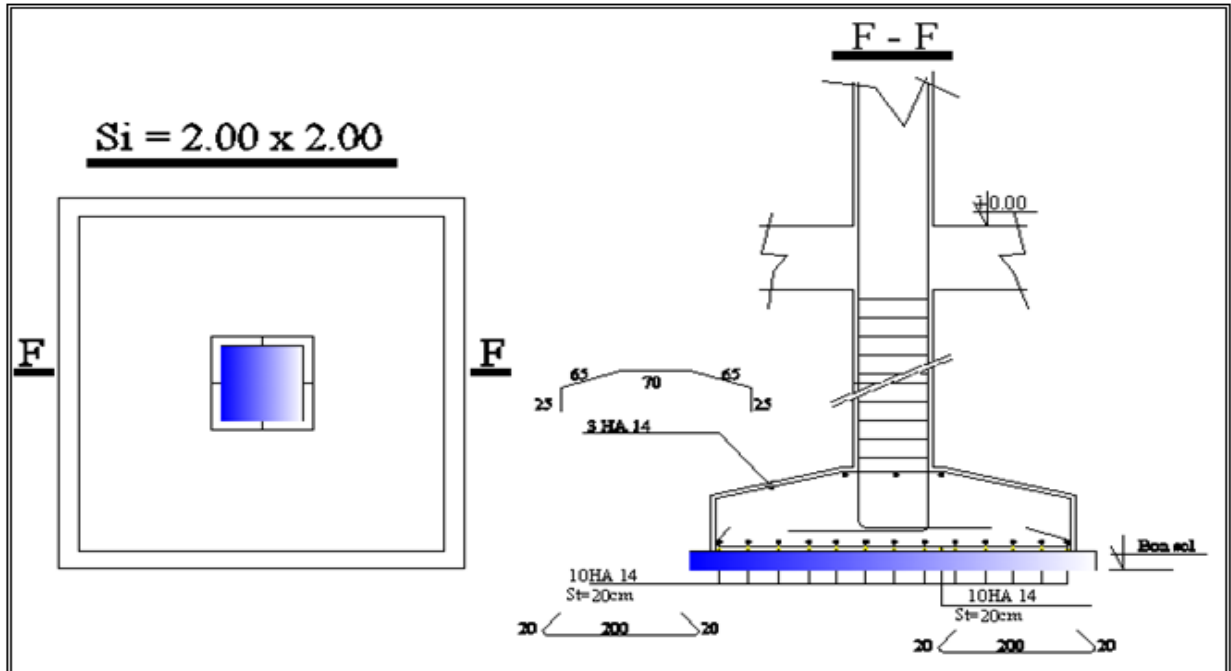


Figure VI-1 : schéma de ferrailage d'une semelle isolée

VI-1-5-2) Semelles filantes sous voile :

Exemple de calcul :

Semelles filantes sous voile V(L=1,20m) :

a) Dimensionnement:

ELS : $N_{ser}=570.4 \text{ kN}$

$M_{ser}=2,15 \text{ kN.m}$

Il faut déterminer l'effort normal par mètre linéaire:

$$N_{ser} = \frac{N}{l}$$

Avec l: longueur de voile.

$$N_{ser} = \frac{570.4}{1.8} = 316.88 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = \frac{2.15}{1.8} = 1.19 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.19}{316.88} = 0.0037 \text{ m}$$

On prend $B=2,5 \text{ m}$

$$B \geq \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 1.59 \text{ m}$$

Alors $B=2,0 \text{ m}$

La hauteur utile:

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0.40 \text{ m} \quad \text{On prend } d=0,5 \text{ m}$$

La hauteur totale: $h=d+5=50+5 \quad \mathbf{h=0,55 \text{ m}}$

Poids propre : $P_p=0,55 \times 2,0 \times 25= 27.5 \text{ kN/ml}$

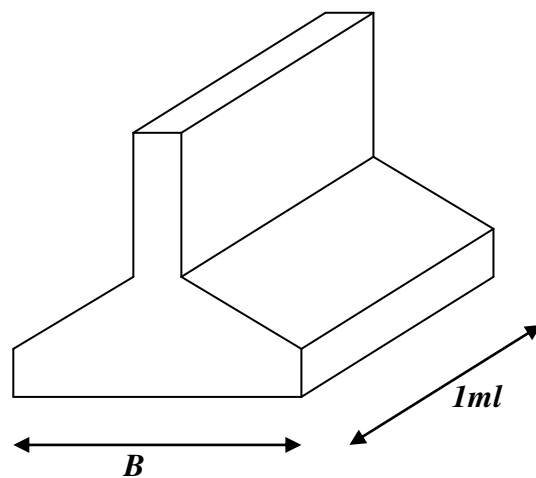
$$N'_{ser}=N_{ser}+P_p=344.38 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) \frac{N'_{ser}}{\sigma_{sol}} = 1,73 \text{ m}$$

On retient $\mathbf{B=2,00 \text{ m}}$

$$\text{La hauteur utile: } d \geq \frac{B - b}{4} = 0,50 \text{ m}$$

La hauteur totale: $h=d+0,05=0,55 \text{ m}$



b) Ferraillage:

b-1) Ferraillage principale :

ELU : $N_u = 915,09 \text{ kN}$

$M_u = 7,89 \text{ kN.m}$

$$N_u = \frac{915,09}{1,2} = 762,58 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{7,89}{1,2} = 6,58 \text{ kN.m/ml}$$

Le poids propre $p_p = 0,55 \times 2 \times 25 = 27,5 \text{ kN/ml}$

$N'_u = N_u + P_p = 790,08 \text{ kN/ml}$

L'excentricité : $e_0 = 6,58 / 790,08 = 0,008 \text{ m}$

$$\frac{B}{24} = 0,0083 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{B}{24} \Rightarrow A_s = \frac{N'_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - 6)}{8h\sigma_s} = 10,15 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 7\text{HA}14/\text{ml}$$

b-2) Ferraillage de répartition :

$A_r = A_s \times B / 4 = 8,09 \text{ cm}^2$

On adopte **6HA14**

c) L'espace:

$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\phi_l) = 20\text{cm}$.

On adopte **$S_t = 20\text{cm}$**

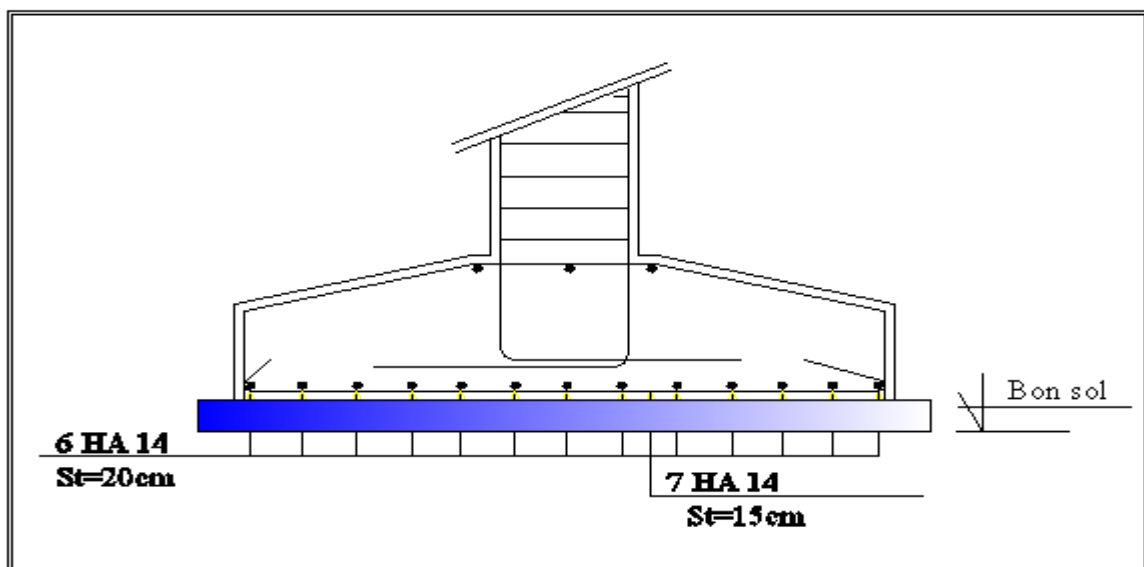


Figure VI-2 : schéma de ferraillage d'une filante sous voile

VI-1-5-3) Semelles filantes sous poteaux :

a) Dimensionnement:

$N_{ser1}=321.1\text{kN}$ $N_{ser2}=312.6\text{ kN}$. $L=2,3\text{m}$ $\sigma_{sol}=2\text{bars}$ $b=0,40\text{m}$

$$L_1 = \sqrt{\frac{N_{ser1}}{\sigma_{sol}}} = 1.27\text{m}$$

$$L_2 = \sqrt{\frac{N_{ser2}}{\sigma_{sol}}} = 1.25\text{m}$$

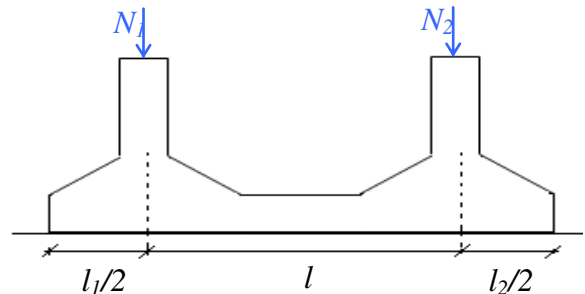
$$A = L + \frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} = 3.56\text{m}$$

$$N_{ser} = N_{ser1} + N_{ser2} = 633.7\text{KN}$$

$$B = \frac{N_{ser}}{A \cdot \sigma_{sol}} = 0.89\text{m}$$
 On prend $B = 1.5\text{m}$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{A \times B} = \frac{633.7 \times 10^{-2}}{3.56 \times 1.5} = 1.19\text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2\text{ bars}$$

$$h \geq \frac{A}{6} = 0.59\text{m}$$
 On prend $h = 60\text{cm}$



b) Ferrailage:

1) Ferrailage longitudinal:

$N_{u1}=425.12\text{KN}$ $N_{u2}=406.3\text{KN}$

$N_u=N_{u1}+N_{u2}=831.42\text{ kN}$

$$q = \frac{N_u}{A} = \frac{831.42}{3.56} = 233.6\text{kN/m}$$

$$M_a = \frac{qL_1^2}{2} = \frac{233.6 \times 1.27^2}{2} = 188.38\text{kN.m}$$

$$M_t = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL_1^2}{2} = \frac{233.6 \times 2.3^2}{8} - \frac{233.6 \times 1.27^2}{2} = 33.91\text{kN.m}$$

$$Z = \frac{7}{8}h = 0.53\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z\sigma_s} = \frac{188.38 \times 10^{-3}}{0.53 \times 347.83} = 10.21\text{cm}^2$$

On adopte : **7T14** $A_s=10.77\text{cm}^2$

$$A_t = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{33.91 \times 10^{-3}}{0.53 \times 347.83} = 1.84 \text{ cm}^2$$

On adopte: **7T12** $A_s=7,92\text{cm}^2$

2) Ferrailage transversal :

$$N_u=831.42 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8h\sigma_s} = 5.47\text{cm}^2$$

On adopte : **7T10** $A_s=5,50\text{cm}^2$

c) L'espace :

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15\phi_l) = 20\text{m.}$$

On adopte $S_t=20\text{cm}$

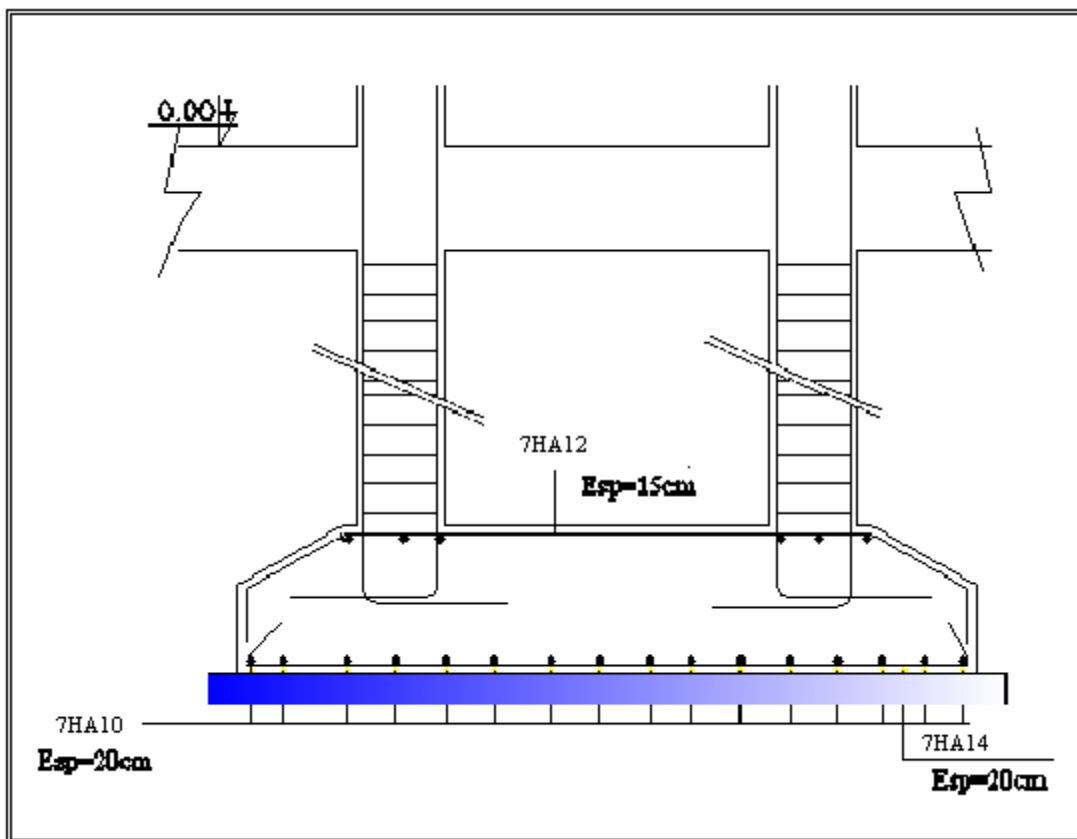


Figure VI-3 : schéma de ferrailage d'une semelle filante sous deux poteaux

VI -2) Longrines: D'après le RPA 99 (art 10-1-1 page 79)**VI -2-1) Généralité:**

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI-2-2) Dimensionnement:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm×30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃
- 30 cm×30 cm : site de catégorie S₄

On prend une section de 40×30cm²

VI-2-3) Ferrailage:

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ kn}$$

Avec

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée.

$\alpha = 12$ (S₂, zone III).

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

a) Les armatures longitudinales :**a-1) Condition de résistance :**

$$F = \frac{1077,86}{12} = 89,82 \text{ kN}$$

$$A_a = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{89,82 \times 10^{-3}}{347,83}$$

$$A_{s\text{cal}} = 2,58 \text{ cm}^2$$

a-2) Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

a-3) Condition de RPA :

$$A_{RPA} = 0,6\% B \times h = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = (A_{RPA} ; A_{\min} ; A_{s \text{ cal}}) = 7,2 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$.

b) Armature transversale et espacement des cadres:

$$\phi_t \geq \frac{3}{10} \phi_l = 0,42 \text{ mm}$$

On adopte des cadres diamètre $\Phi 8$ avec un espacement:

$$S_T \leq \min \{20 \text{ cm}, 15\Phi\} = 15 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :

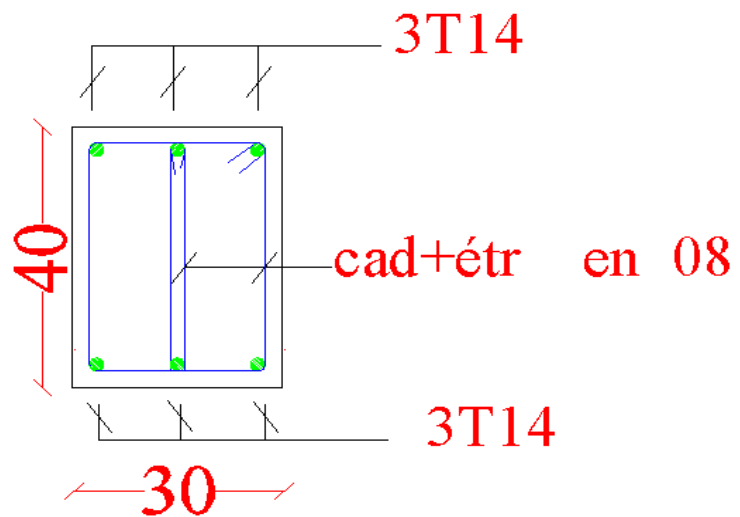


Figure VI -4 : schéma de ferrailage de longrine

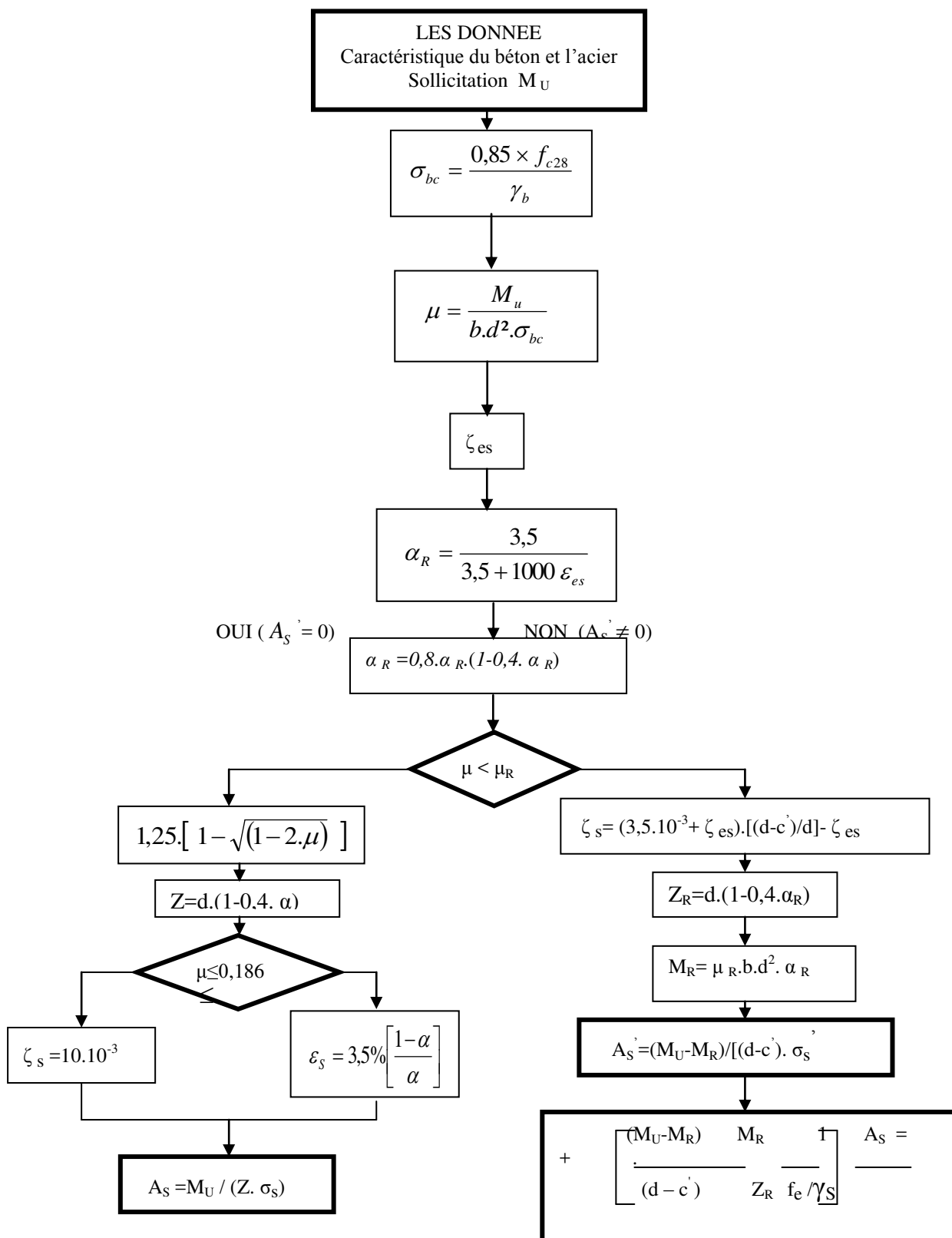
Conclusion

CONCLUSION :

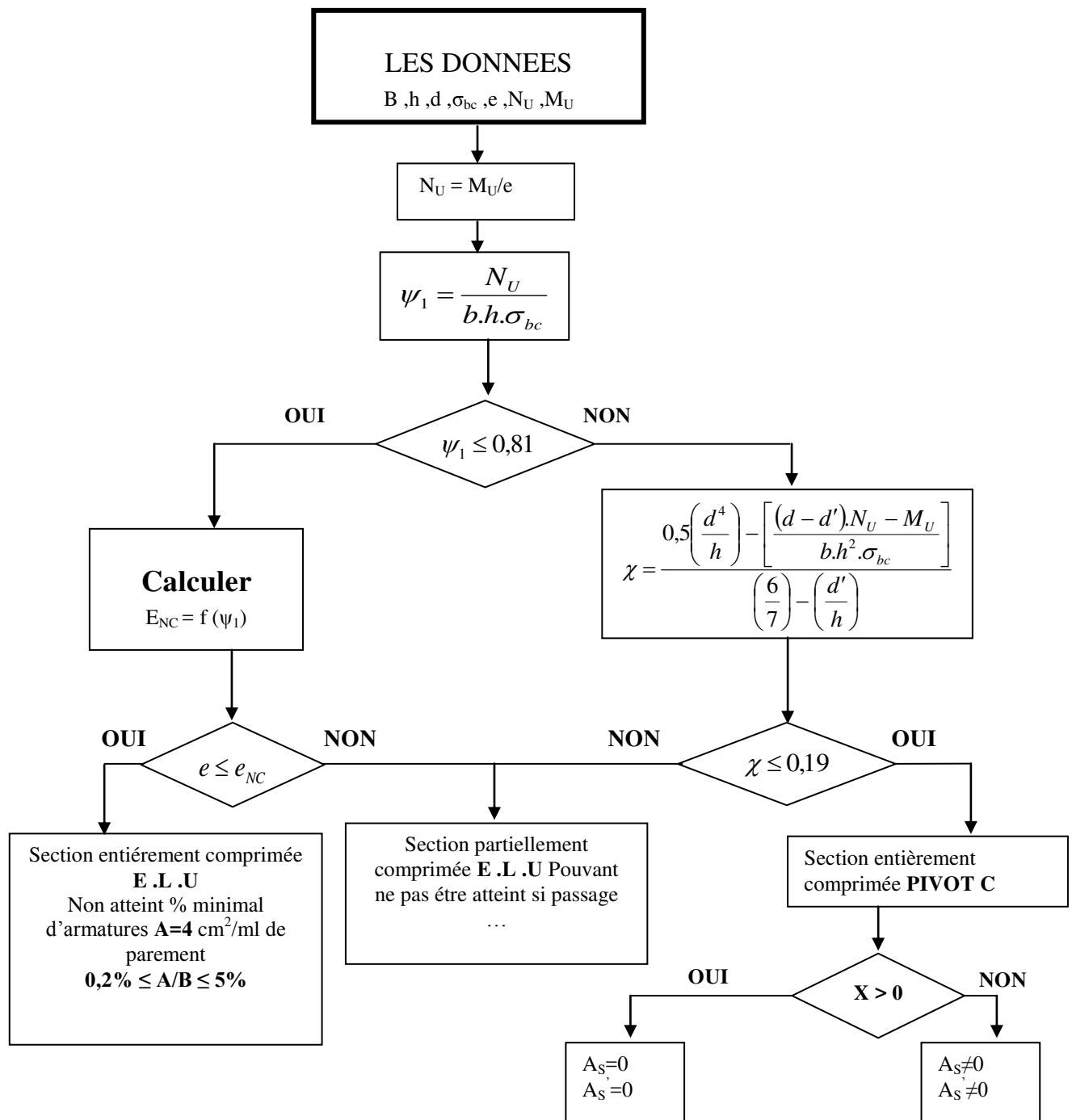
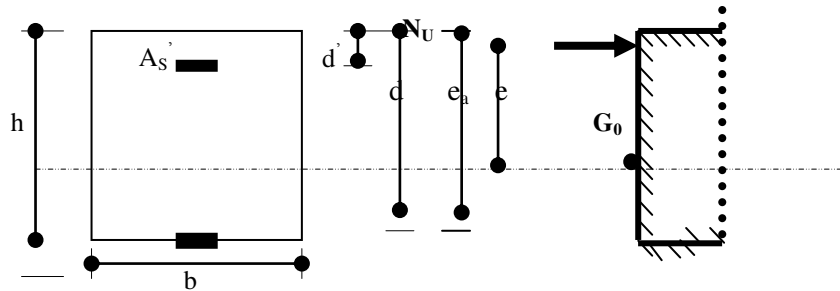
La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'étudiant et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beau coup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



المخلص

ان الهدف من هذه الدراسة هو اظهار امكانية انجاز مبنى متعدد الطوابق (ط+4) بمنطقة زلزالية هذه الدراسة تسمح بإظهار تأثير الزلازل على الهيكل الهندسي للبنى السكنية اخذين بعين الاعتبار المواد المستعملة في البناء وتدعيم المبنى بالإطارات والجدران الحاملة من اجل الاستقرار.

الكلمات المفتاحية المبنى متعدد الطوابق -دراسة الزلازل-مدعم بالإطارات والجدران الحاملة.

Résumé

Le but de ce travail est montré la faisabilité techniquement de réalisation D'un bâtiment en R+4, conçu en zone sismique, Cette étude permettra de Mettre en avant l'effet séisme sur la conception architecturale à adopter Ainsi que sur les caractéristiques des matériaux de la construction, avec Contreventé par portiques et voiles pour la stabilité.

Mot clé : bâtiment en multi-étage - étude de séisme - contreventé par Portiques et voiles.

Abstract

The aime of This Works Is to show the feasibility of producing a technically Building R+4 , designed in seismic zone , this study will highlight the Earthquake on architecturally design to take effect as well as the Characteristics of materials of construction, with free-standing braced and Wall concrete .

Keyword: building multi-stage - study earthquake - braced by freestanding And wall concrète.