

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri - Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel en
Génie civil

Option : Constructions civiles et industrielles

Thème

Etude d'une structure (R+9) à usage
d'habitation

Encadré par :

M^r : DARRADJ

Réalisé par :

M^{elle} : NECHICHE Thileli

M^r : BOUKACEM Jugurtha

Promotion: 2015/2016

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir aidé pour arriver à terme de ce modeste travail.

*Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à l'égard de tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail, particulièrement à notre promoteur
Mr :DARRADJ pour sa disponibilité, ses conseils et suggestions.*

*Nos remerciements vont également à
Mr :NEKMOUCHE Aghiles et aux enseignants de la faculté ainsi qu'à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

En fin, aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner et d'enrichir notre projet de fin d'études.

Merci

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères SALIM et AGHILES

A mon binôme

A la petite YAMINA

A tous mes amis(es) surtout (Makhlouf, Ramdane, Aghiles et Ahmed).

A Mr: DARRADJ

A Mr: NEKMOUCHE Aghiles

A toute la promotion 2015 /2016

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Jugurtha.

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mon cher frère

A mon cher oncle

A mes chères sœurs

A toutes mes tantes et leurs familles

A ma grande mère qui repose en paix

A mon grand père

A tous mes amis(es)

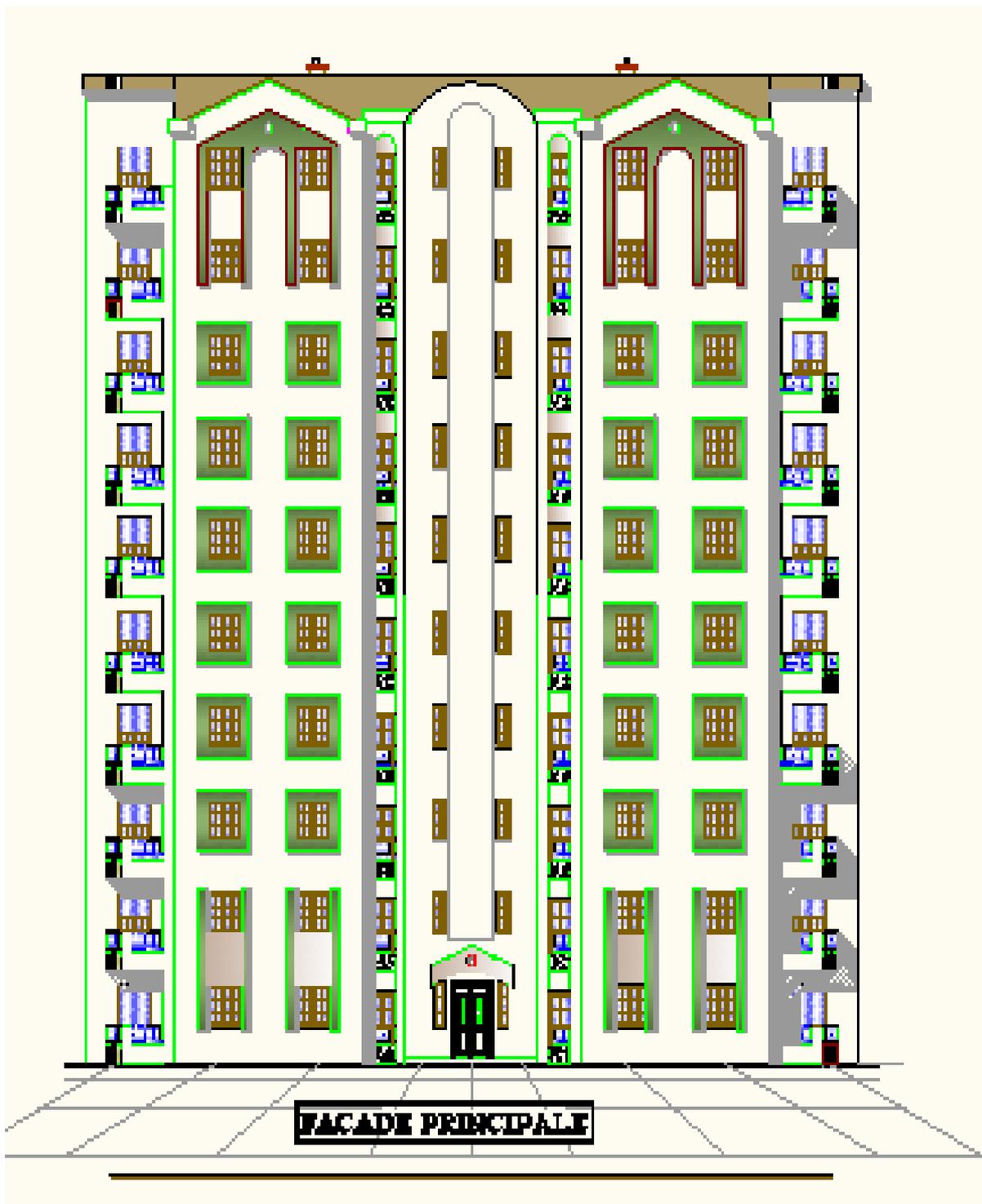
A Mr : DARRDJ

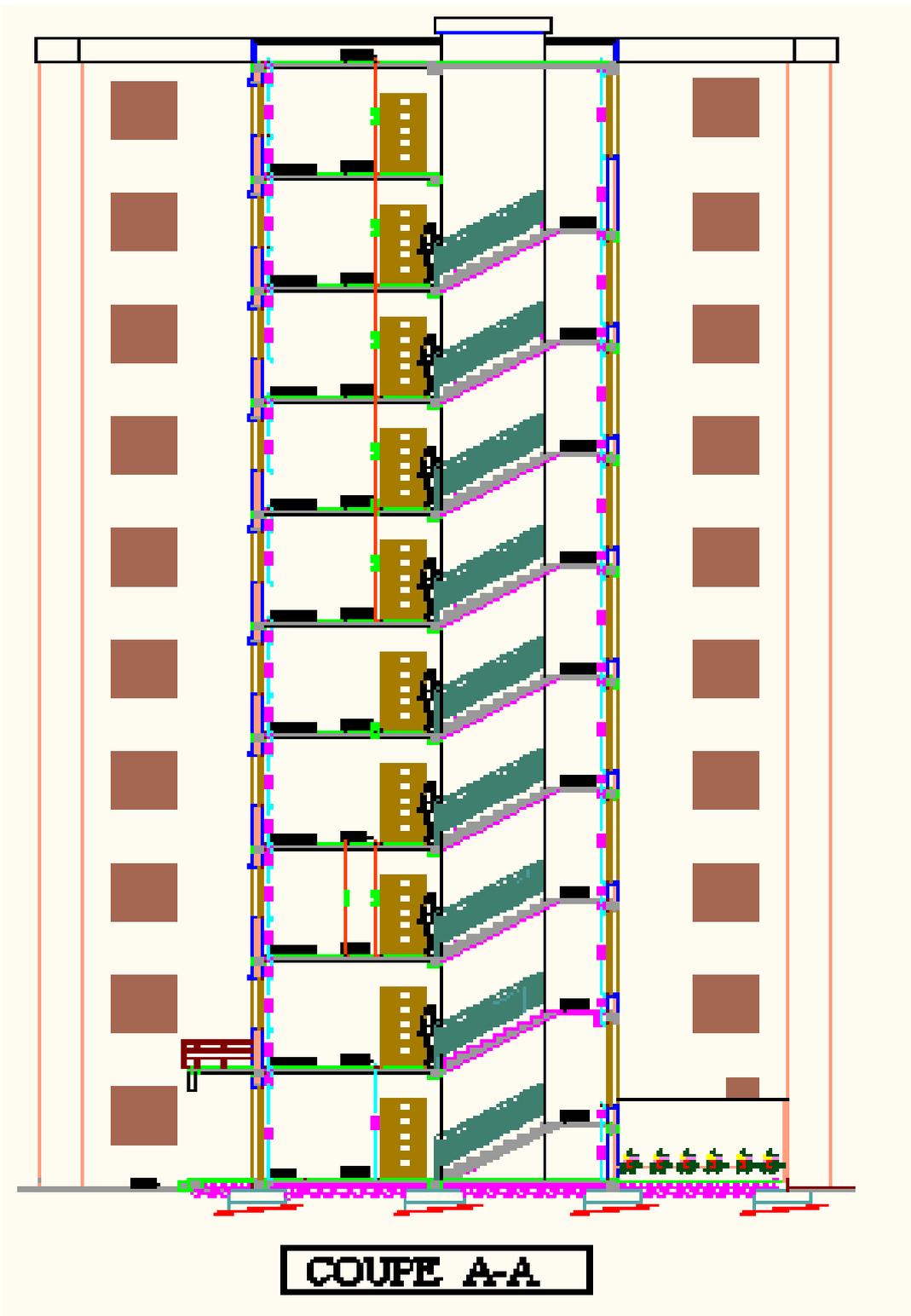
A Mr: NEKMOUCHE Aghiles

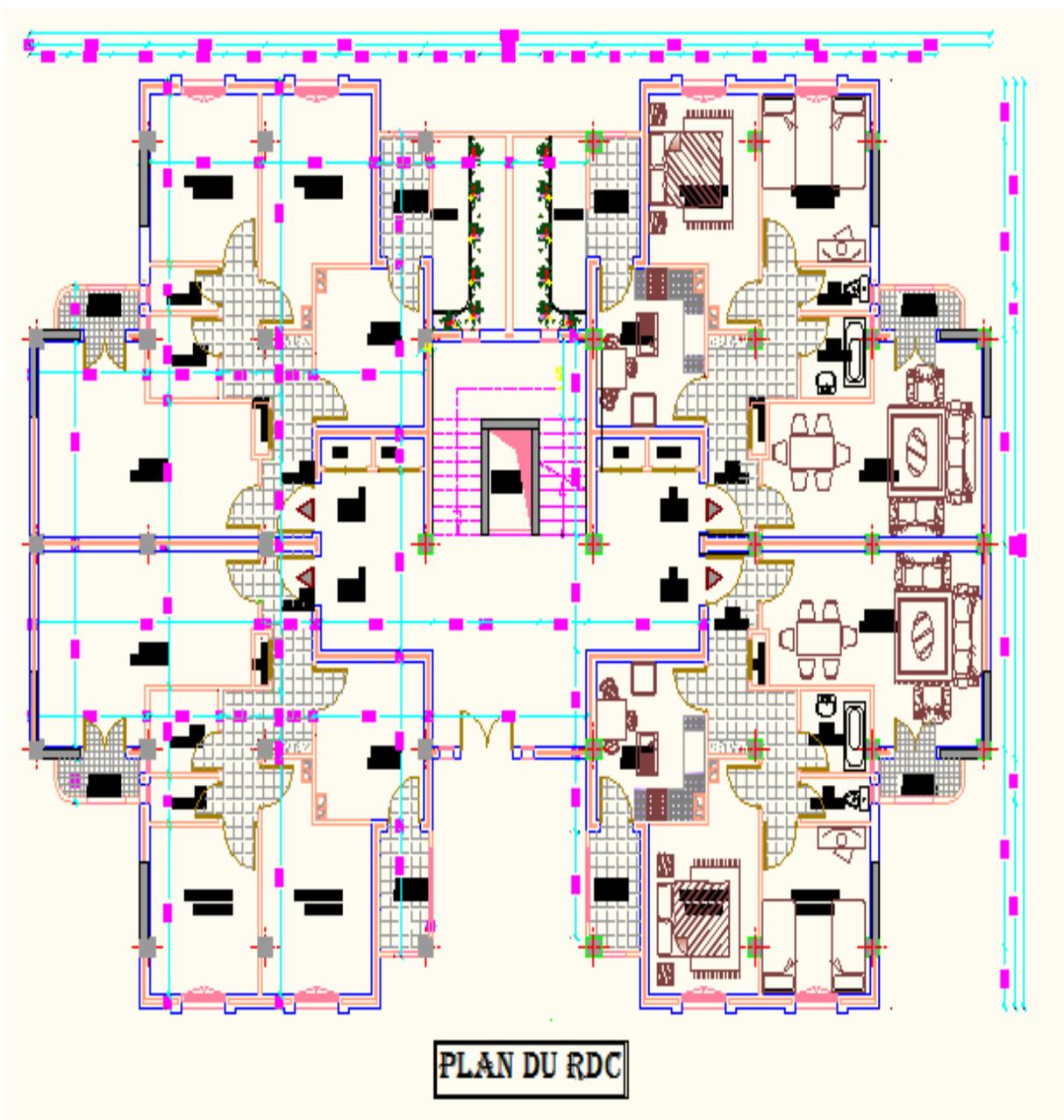
A toute la promotion 2015 /2016

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

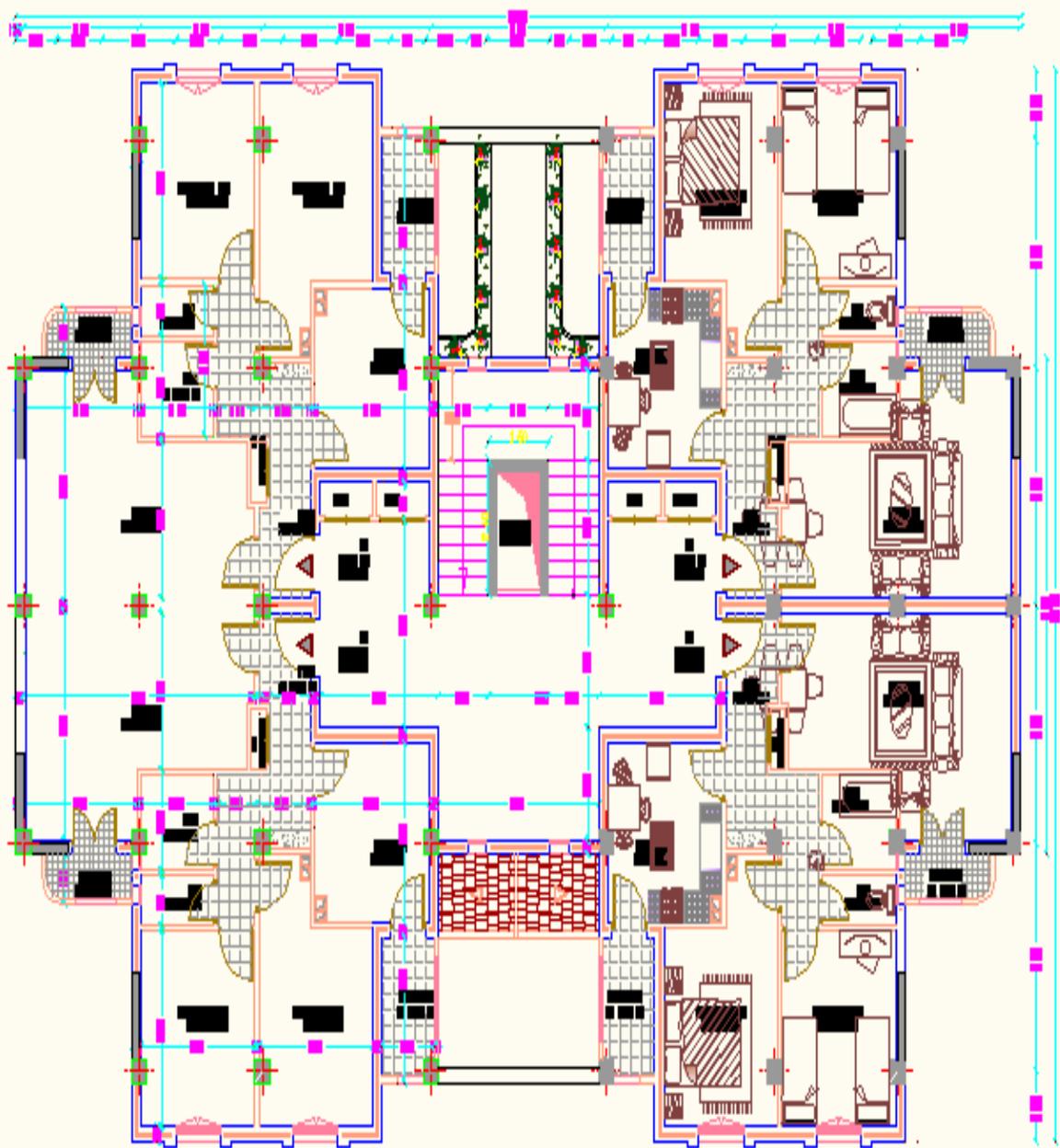
Thileli.



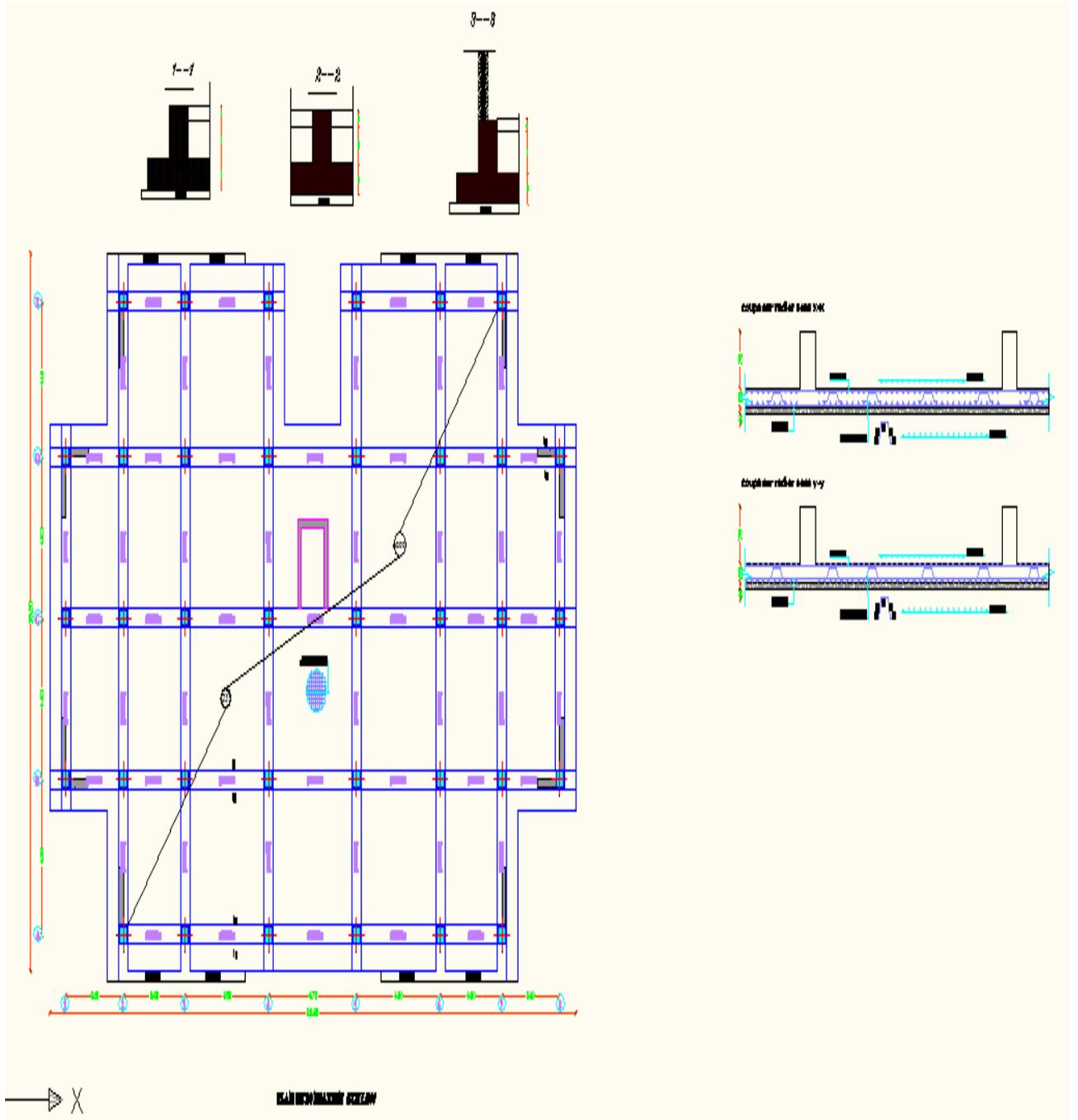




PLAN DU RDC



PLAN DE L'ÉTAGE 01,02...,09



Sommaire.....page*Introduction générale* 1*Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.*

I-1- Description de l'ouvrage 2

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage2

I-3- Les éléments de l'ouvrage2

I-4- Hypothèses de calcul3

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux4

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

II.1 Pré-dimensionnement des Planchers.....10

II.2 Pré-dimensionnement des poutres12

II.3 Pré-dimensionnement des poteaux13

II.4 Détermination des charges et surcharges13

II.5 Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité19

II.6 Descente de charges20

II.7 pré dimensionnement des voiles23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III. 1 Introduction.....25

III.2 Les planchers à corps creux.....25

III.3 Les escaliers.....43

II.4 Calcul des balcons72

III.5 Calcul de la dalle pleine (hall d'assesseur)77

III.6 Calcul de l'acrotère.....85

Chapitre IV : Modélisation et vérification au RPA.

IV. 1 Introduction.....93

IV.2 Choix de la méthode de calcul.....93

IV.3 Etapes de modélisation.....93

IV.4 Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003).....95

Chapitre V: Ferrailage des éléments :

V.1 Ferrailage des poutres.....106

V.2 Ferrailage des poteaux122

V.3 Ferrailage des voiles.....140

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure :

VI.1 Introduction150
VI.2 Choix de type de fondation.....150
VI.3 Calcul du radier général.....154
VI.4 Ferrailage du radier.....162
VI.9 Ferrailage des nervures.....168

Conclusion générale 180

Références bibliographiques 181

Introduction générale

Introduction générale.

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (plancher, escalier...etc.)

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- ▶ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- ▶ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I-1- Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié par le bureau d'étude consiste le calcul d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation avec contreventement en béton armé, implanté à TAMDA wilaya de TIZI OUZOU classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage en plan sont :

- Longueur totale : $L=25.6m$
- Largeur totale : $L=19.20m$
- Hauteur totale (sans acrotère ni salle machine) : $H= 30.6m$
- Hauteur du R.D.C : $3,06m$
- Hauteur d'étage : $3,06m$

I-3- Les éléments de l'ouvrage :

I-3-1- L'ossature :

L'immeuble est a ossature mixte composée de :

- poteaux et poutres formant un système de portique destiné à reprendre la totalité des charge et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales et reprennent une partie des charges verticales.

I-3-2- Les planchers : Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- Fonction d'isolation : les planchers isolés thermiquement et acoustiquement.
Dans notre cas nous avons deux type de planchers, plancher à corps creux et plancher en dalle pleine.

I-3-3- Les escaliers : un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place

I-3-4- Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines et en corps creux.

I-3-5- Terrasses : Notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.

I-3-6- La cage d'ascenseur : Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

I-3-7- Le remplissage (maçonnerie) : La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

I-3-8- L'acrotère: Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I-3-9- Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-3-10- Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-3-11- Système de coffrage : On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

I-4- Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I-4-1-Etats limites ultimes (ELU) : Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

• **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I-4-2-Etats limites de service (ELS) : Constituent les frontières au de la des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

• **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$
 $n=15$: coefficient d'équivalence).

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1- Le béton : Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, du dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

1- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa.}$$

2- Résistance caractéristique du béton à la traction : La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6+0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0,6+0,06(25)=2,1 \text{ MPa}$$

3- Module de déformation longitudinale: Il existe deux modules de déformation longitudinale :

✓ **Module de déformation instantanée :** la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,21})$$

$$\text{Pour } f_{cj}=25 \text{ MPa on à } E_{ij}=32164,2 \text{ MPa.}$$

✓ **Module de déformation différée :** Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa on à } E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa.}$$

4- Module de déformation transversale : Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

- $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

5- Modèles de calcul :

5-1) A l'ELU : pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette figure :

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ϵ_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{bc}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta=1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta=0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta=0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $f_{bc}=14,2\text{MPa}$.

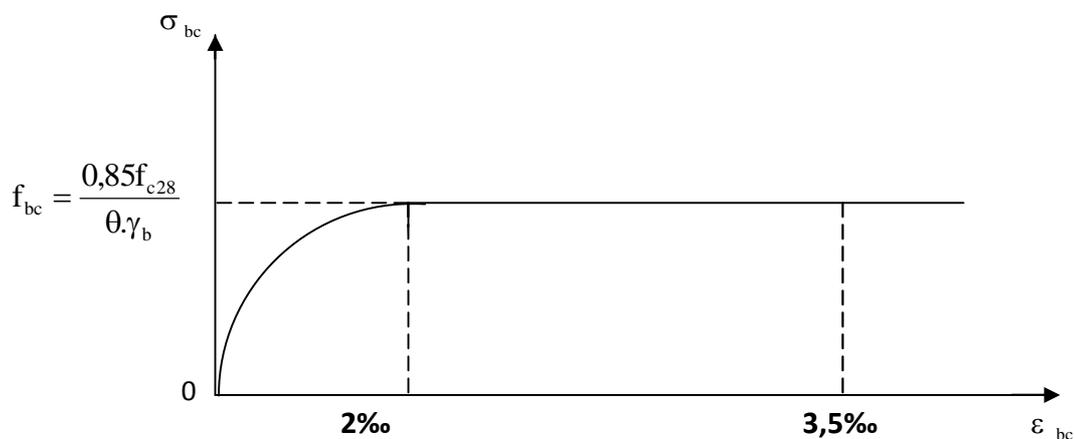


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

5-2) A l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}. \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

6) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS : La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1,21}).$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_o : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes :

⇒ Si les armatures sont droites :

$$\hookrightarrow \text{En fissuration non préjudiciable : } \tau_u \leq 0,64 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

$$\hookrightarrow \text{En fissuration préjudiciable et très préjudiciable : } \tau_u \leq 0,51 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

$$\Rightarrow \text{Si les armatures sont inclinées à } 45^\circ : \tau_u \leq 0,90 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

⇒ Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$: il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

◆ **Poids volumique de béton :** Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

➤ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.

➤ 2500 daN/m³ s'il est armé.

I-5-2- Acier :

1) - Généralités : Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

– Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.

– Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.

– Treillis soudé de type TS520.

2) - Module d'élasticité longitudinale de l'acier : Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$. (BAEL 91, art A.2.2,1)

3) - Coefficient de poisson des aciers : il est pris égale $\nu = 0,3$.

4) - Contraintes limites :

■ **Contrainte limite ultime** : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

fe : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s = 1,15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

■ **Contrainte limite de service** :

A fin de réduire les risques d'application de fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

➤ Fissuration peu nuisible :

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation. $\overline{\sigma}_s = fe$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32)

➤ Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ...etc.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} fe \mid \max (0,5fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,33})$$

➤ Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} fe \mid \max (0,5fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,34})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ → pour les HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1,3$ → pour les HA de diamètre < 6 mm.

$\eta = 1,0$ → pour les RL.

5) **Diagramme contraintes déformations de l'acier** : Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

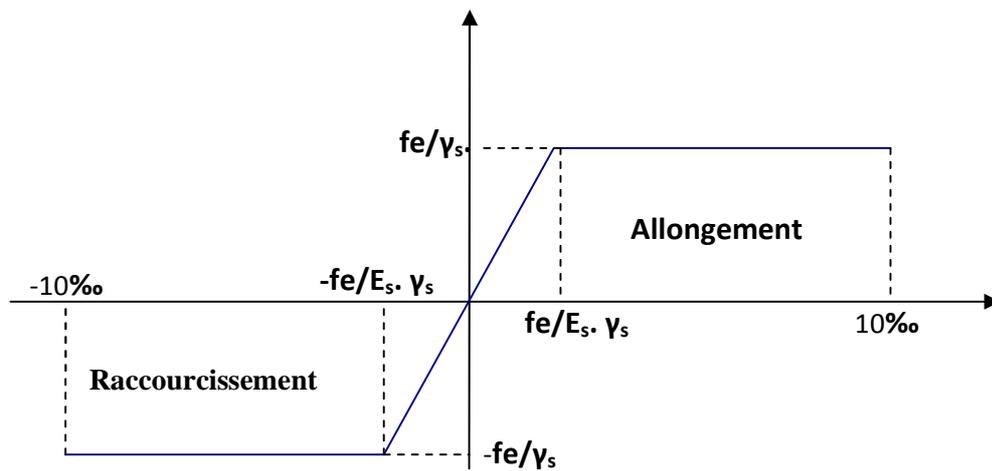


Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation.

6) - Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2,4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

7) -La réglementation utilisée : L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Du RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- Du DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

Chapitre II : prédimensionnement des éléments.

II- Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II-1- Pré-dimensionnement des Planchers:

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Elle sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons, portes à faux et le hall d'ascenseur.

II-1-1- Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

L: portée maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur total du plancher.

Remarque: pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003 zone II (25*25) cm²

$$L=470-25=445 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{445}{22,5} = 19.77 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de (16+4) $\Rightarrow h_t=20\text{cm}$

D'où L'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

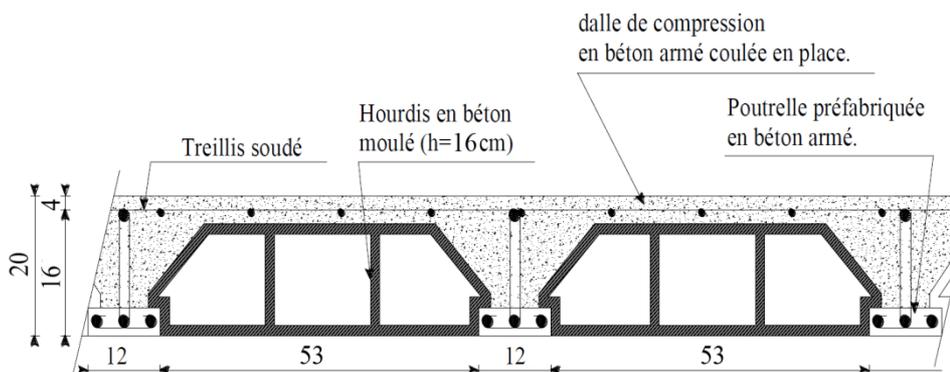


Fig II.1 Plancher à corps creux 16+4

II-1-2-Plancher en dalle pleine

1-Dalle pleine pour les portes à faux et les balcons :

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante:

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0=1.10\text{m}$: portée libre du porte à faux.

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 110 / 10 \rightarrow e \geq 11\text{cm.}$$

On adoptera une épaisseur (soit $e=15\text{cm}$)

2-Dalle pleine pour le hall d'ascenseur :

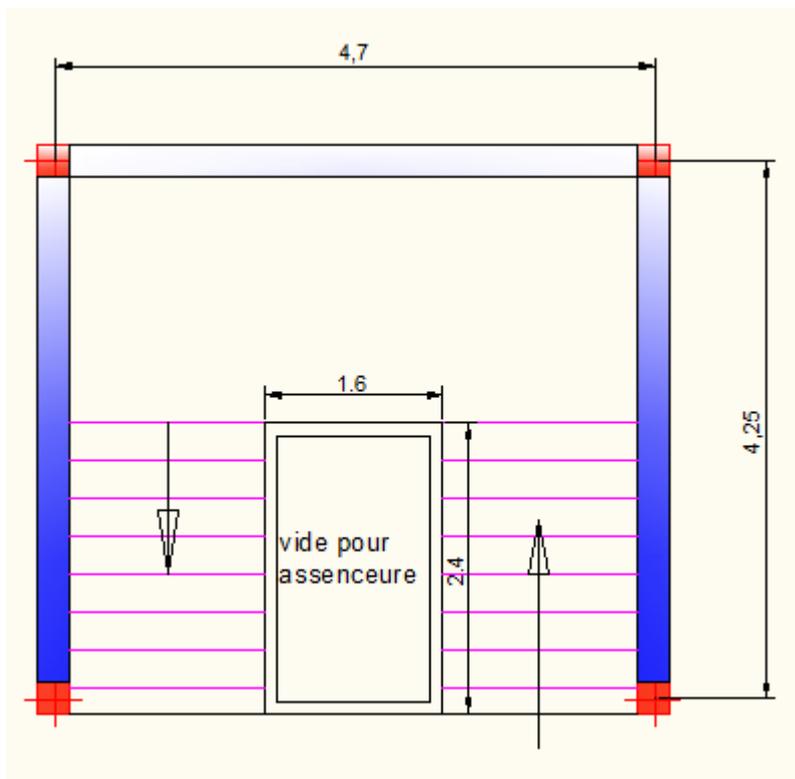


Fig II.2 le hall d'ascenseur

C est une dalle pleine en béton arme qui repose sur quatre appuis avec les dimensions suivantes:

$$\text{Hall: } L_x=1.60 \quad L_y=2.40$$

L'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux suivantes :

➤ **La condition de résistance :**

Dalle reposant sur trois ou plus :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{2.4} = 0.66 > 0.4.$$

$$0.4 \leq \rho = 0.66 \leq 1$$

Donc le panneau travaille suivant les deux directions.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$\Rightarrow 3.2\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

➤ **Condition de résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11cm**.

On adoptera : **e = 15cm**.

II-2- Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leurs rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par la formule empirique suivante :

➤ Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ avec L : portée libre de la poutre.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Pour les poutres hyperstatiques on utilisera la formule suivante :

➤ Hauteur : $\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{15}$ avec L : portée libre maximale de la poutre.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

1-Poutres principales :

$$L_{\max} = 425 - 25 = 400\text{cm}$$

➤ Hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Leftrightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Leftrightarrow 26,66 \leq h_t \leq 40$

On prend : **h_t = 40cm**.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Leftrightarrow 16 \leq b \leq 28$

On prend : **b = 25cm**.

2-Poutres secondaires :

$L_{max}=470-25=445\text{cm}$

➤Hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Leftrightarrow \frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \Leftrightarrow 29.66 \leq h_t \leq 44.5$
 On prend : $h_t=40$ cm.

➤Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$
 $\Leftrightarrow 16 \leq b \leq 28$
 On prend : $b =25$ cm.

On résume :

- Poutres principales : (25 X 40) cm².
- Poutres secondaires : (25 X 40) cm².

3-Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003 :

D’après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après : $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$

	<i>Poutres principales</i>	<i>Poutres secondaires</i>	<i>Vérifié (oui/non)</i>
<i>Hauteur (cm)</i>	$40 \geq 30\text{cm}$	$40 \geq 30\text{cm}$	oui
<i>Largeur (cm)</i>	$25 \geq 20\text{cm}$	$25 \geq 20\text{cm}$	oui
<i>Hauteur / Largeur</i>	$1,6 \leq 4$	$1,6 \leq 4$	oui

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera :

Poutres principales..... (25X40) cm²

Poutres secondaires..... (25X40) cm²

II-3- Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité. En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003). Le RPA nous impose pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min } (25, 25) \geq 25\text{cm} \text{ vérifié} & \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \rightarrow \text{Min } (25, 25) \geq 266/20 = 8.86 & \text{condition vérifiée} \\ 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \rightarrow 1/4 < 25 / 25 < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 & \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l’ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l’effort normal N_s tel que : $N_s=G_{cum}+Q_{cum}$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

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

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

II-4. Détermination des charges et surcharges :(DTR B.C 2.2) :

II-4-1. Charges permanentes :

a- Terrasse inaccessible :

◆Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulés	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyâne (par vapeur)	/	/	0,02
6	Plancher à corps creux	0,20	14	2.8
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5,84

Tableau II.1 : calcul de la charge permanente de la terrasse

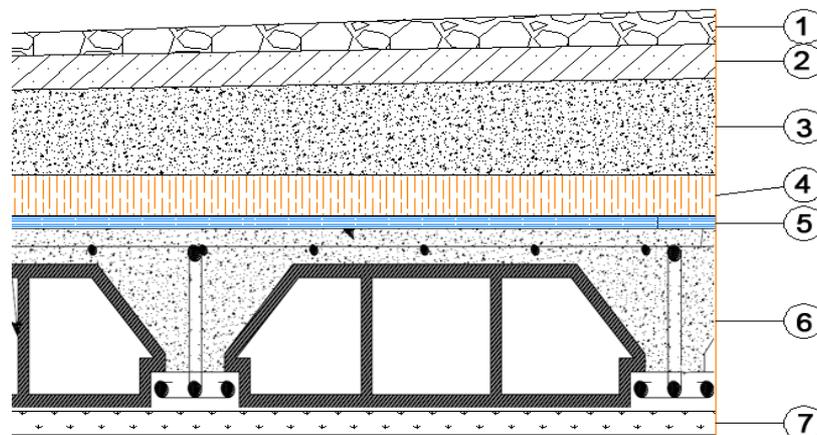


Fig II.3 .coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible)

b- Etage courant:

◆ Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,20	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
7	enduit de plâtre	0,02	10	0,20 × 2
				G= 5,50

Tableau II.2 : calcul de la charge permanente de l'étage courant

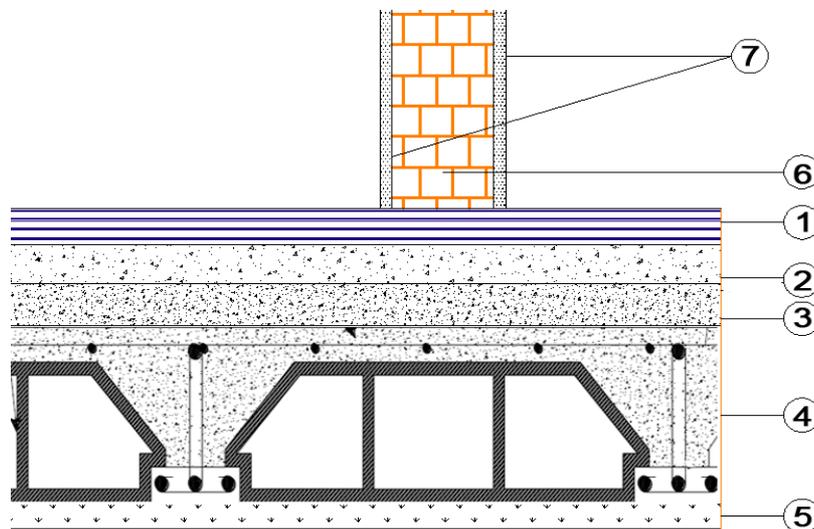


Fig II.4.coupe verticale du plancher de l'étage courant

c- Maçonnerie

➤ Mur extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,15	13	1,95
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G= 3,49

Tableau II.3: calcul de la charge permanente des murs extérieurs

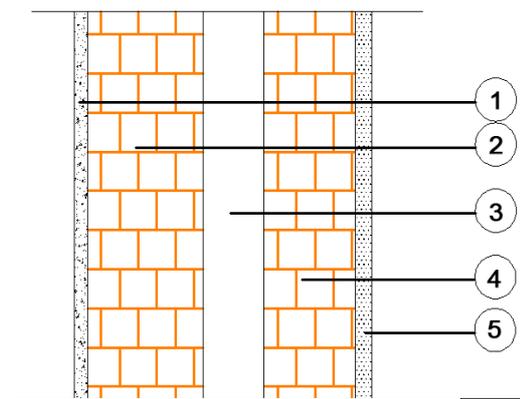
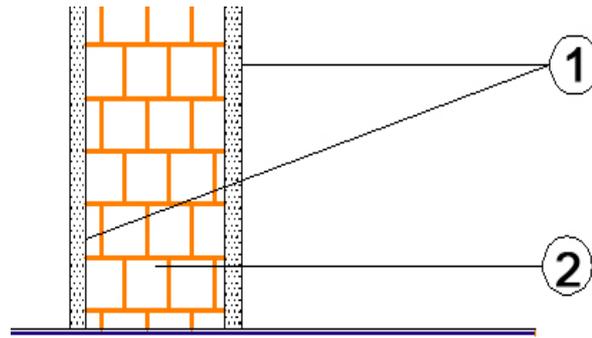


Fig II.5.coupe verticale du mur extérieur

➤ Mur intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02X2	10X2	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 1,30

Tableau II.4: calcul de la charge permanente des murs intérieurs

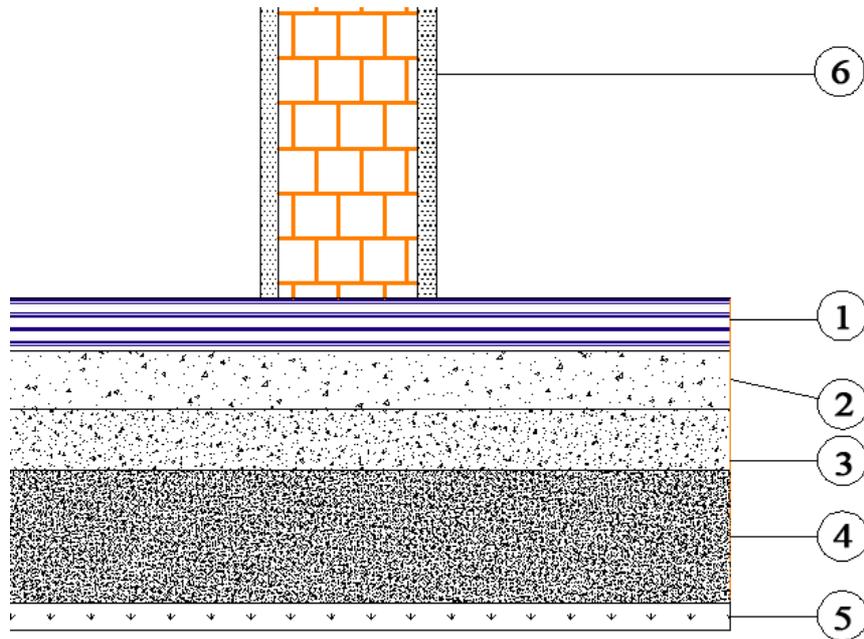


FigII.6 coupe verticale du mur intérieur

d- Dalles pleines

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
6	Mur intérieur	0,10	/	1,30
				G = 6.69

Tableau II.5: calcul de la charge permanente de la dalle pleine



FigII.7 : coupe verticale du plancher en dalle pleine.

II.4.2. Les charges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	1.00 KN/m ²
<i>Plancher étage courant à usage d'habitation</i>	1.50 KN/m ²
<i>Balcons</i>	3.50 KN/m ²
<i>Acrotère</i>	1.00 KN/m
<i>Escalier et hall d'ascenseur</i>	2.50 KN/m ²

Tableau II.6: Les charges d'exploitation

II.5.Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

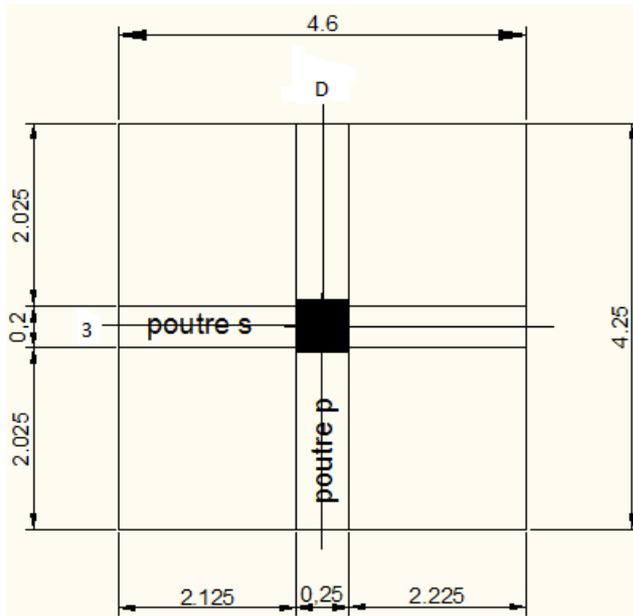


Fig II.8 le poteau le plus sollicité.

a. Surface d'influence :

Surface nette :

$$S_n = (2.225 \times 2.025) + (2.225 \times 2.025) + (2.025 \times 2.125) + (2.025 \times 2.125)$$

$$S_n = 17.62 \text{ m}^2$$

b. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G_t \times S_n$.

- Plancher terrasse :

$$P_{terrasse} = 5.84 \times 17.62 = 102.9 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant et

$$P_{ec} = 5.5 \times 17.62 = 96.91 \text{ KN.}$$

c. Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutres principales :

$$P = (0.25 \times 0.4) \times 25 \times 4.25 = 10.625 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P = (0.25 \times 0.40) \times 25 \times 4.6 = 11.5 \text{ KN.}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$P = 10.625 + 11.5$$

Ce qui donne : $P_{\text{total}} = 22.125 \text{ KN.}$

d. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 17.62 = 17.62 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = 1.50 \times 17.62 = 26.43 \text{ KN}$

e. Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir (25x25) cm²

Poids du poteau du RDC et étages courants :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 2.66 \times 25 = 4.16 \text{ KN}$$

II.6. Descente de charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire «DTR B.C. 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 17.62 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = Q_{pC} = 26.43 \text{ KN.}$$

Sous les étages inférieurs à 5 : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

- Sous la terrasse : $Q_0 = 17.62$
- Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1 = 44.05 \text{ KN}$
- Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 67.84 \text{ KN}$
- Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 88.98 \text{ KN}$
- Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 107.48 \text{ KN}$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 123.34 \text{ KN}$
- Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.750 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 136.55 \text{ KN}$
- Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 149.71 \text{ KN}$
- Sous le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 163.09 \text{ KN}$
- Sous le 1^{er} étage : $Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 176.28 \text{ KN}$
- Sous le RDC : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 189.41 \text{ KN}$

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc	Q	Qc	N _s = G _c +Q _c	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
terrasse	102.9	18.68	0	121.58	121.58	17.62	17.62	139.2	92.8	
09	96.91	18.68	4.16	119.75	241.33	26.43	44.05	285.38	190.25	35x35
08	96.91	18.68	4.16	119.75	361.08	26.43	67.84	428.92	285.95	35x35
07	96.91	18.68	4.16	119.75	480.83	26.43	88.98	569.81	379.87	35x35
06	96.91	18.68	4.16	119.75	600.58	26.43	107.48	708.06	472.04	40x40
05	96.91	18.68	4.16	119.75	720.33	26.43	123.34	843.67	562.45	40 x40
04	96.91	18.68	4.16	119.75	840.08	26.43	136.55	976.63	651.09	40x40
03	96.91	18.68	4.16	119.75	959.83	26.43	149.71	1109.55	739.70	45x45
02	96.91	18.68	4.16	119.75	1079.58	26.43	163.09	1242.67	828.45	45 x45
01	96.91	18.68	4.16	119.75	1199.33	26.43	176.28	1375.61	917.07	45x45
Rdc	96.91	18.68	4.16	119.75	1319.08	26.43	189.41	1508.50	1005.67	45x45

Tableau II.7 : Pré dimensionnement des poteaux.

NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d’être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- Si la période de vibration n’est pas vérifiée.

II.6.1.Vérification :

1. Vérification relative au coffrage :

La vérification de la section du poteau :(RPA99/version 2003 Art7.4.1

En Zone IIa nous impose :

- Min (b1, h1) = min (35×35) = 35 ≥ 25cmCondition vérifiée.
- Min (b1, h1) ≥ he/20

Avec he : la hauteur libre du poteau.

Pour le RDC le 1^{er} le 2^{ème} et le 3^{ème} étages

Min (45,45)=45cm ≥266/20=13.3 cm Condition vérifiée.

pour le 4^{ème} le 5^{ème} et le 6^{ème} étages

Min (40,40)=40cm ≥266/20=13.3 cm Condition vérifiée.

pour le 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages

Min (35,35)=35cm ≥266/20=13.3 cm Condition vérifiée.

Poteaux de RDC, et étage courants: 1/4 < b / h = 1 < 4.Condition vérifié.

2. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

L_0 = Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que $b=h$.

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b=h$.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\Leftrightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- ▶ Poteaux (45 x 45), pour le RDC et les étages 1 2 et 3 :

$$L_0 = 2.66 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.66}{0.45} = 14.30 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- ▶ Poteaux (40 x 40), pour les étages 4 5 et 6 :

$$L_0 = 2.66 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.66}{0.40} = 16.093 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- ▶ Poteaux (35 x 35), pour les étages 7, 8 et 9:

$$L_0 = 2.66 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.66}{0.35} = 18.39 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

Conclusion :

Les valeurs de sections des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux Exigences du RPA99 version 2003 et aux conditions de stabilité de forme.

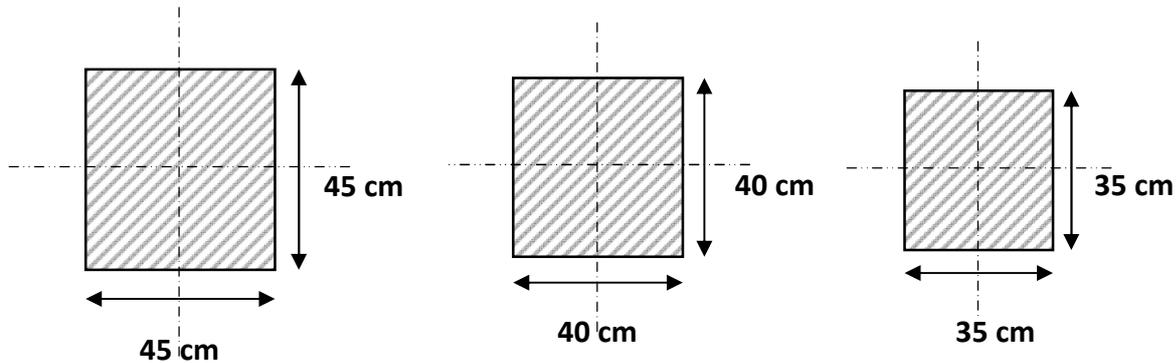


Fig II.9. Coupes transversales des différentes sections de poteaux.

II.7.pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure II-3.

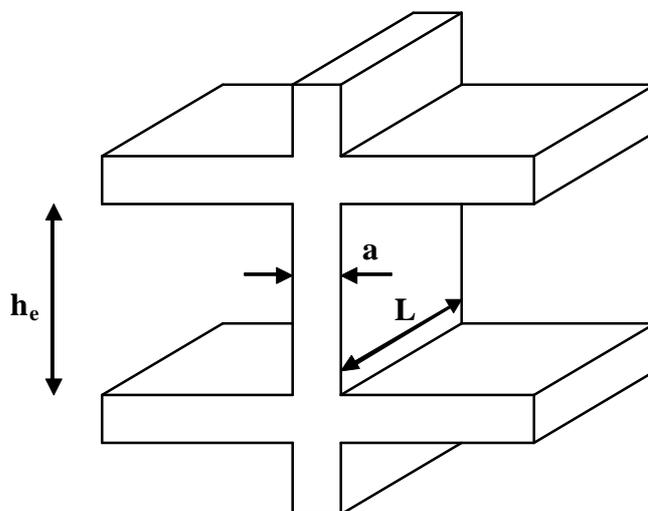


Fig II.10. Coupe du voile en élévation.

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{h_e}{20}$

h_e : hauteur libre de l'étage.

Au rez de chaussée $h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m} \Rightarrow a \geq \frac{2,66}{20} = 0,133\text{m}$

Soit $a = 20\text{ cm}$.

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$.

Conclusion :

Après avoir fait ces calculs, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher à corp creux : (16+4) cm.
- Poutres principales : (25x40) cm².
- Poutres secondaires : (25x40) cm².
- Poteaux : (45x45) cm² pour le RDC, le 1^{er}, 2^{ème} et le 3^{ème} étage.
 (40x40) cm² pour le 4^{ème}, 5^{ème} et le 6^{ème} étage.
 (35x35) cm² pour le, le 7^{ème}, le 8^{ème}, et le 9^{ème} étage.
- Voiles : épaisseur de 20 cm.
- Dalles planes : épaisseur de 15 cm.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement, le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments suivants :

- Les planchers à corps creux.
- Les escaliers et poutre palière.
- Les balcons.
- La dalle pleine de la cage d'ascenseur.
- L'acrotère.

III.2. Les planchers à corps creux:

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

III.2.1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

▶ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

$L = 65$ cm ; distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm

▶ Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm.

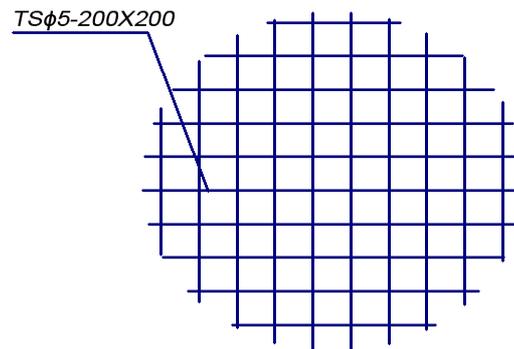


Fig III.1. Treillis soudé.

III.2.2.calcul de la poutrelle :

➤ La largeur de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\triangleright b_1 \leq \frac{l - b_0}{2}$$

$$\triangleright b_1 \leq \frac{l_1}{10}$$

$$\triangleright b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$$

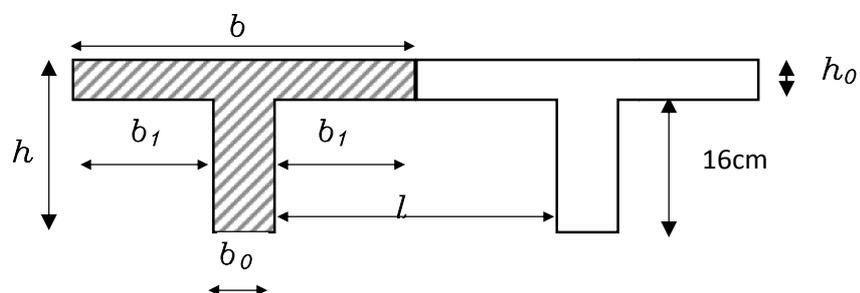


Fig III.2. Dimensions de la poutrelle.

Sachant que:

l : distance entre axe des poutrelles.

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.70$ m (la travée la plus sollicitée).

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

h : hauteur totale du plancher.

Donc :

$$(1) b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) b_1 \leq 470 / 10 = 47 \text{ cm}$$

$$(3) b_1 \leq (2 / 3)(470/2) = 156,67 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où : } b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

❖ 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

$$\text{Poids propre} \dots\dots\dots G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des corps creux} \dots\dots\dots G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

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

III.2.3. Calcul à L'ELU :

a)-Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.50 (1 \times 0.65) = 1.974 \text{ KN/ml}$$

b)-Ferrailage à l'ELU :

• Le moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.974 \times (4.70)^2}{8} = 5.45 \text{ KN.ml}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.974 \times 4.70}{2} = 4.64 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature :

La hauteur $d = h - c = 1.5 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.45 \times 10^3}{12 \times 1.5^2 \times 14.2} = 14.21 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étriers pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc) ne soient pas nécessaires.

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.015)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.15 \text{ KN.m}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.15}{1.974}} = 0.78 \text{ m}$$

On prend $l = 1 \text{ m}$ entre étais.

- ❖ **2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constant, reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie.

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Les charges supportées par la poutrelle :

- Charges d'exploitations $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$

- Charges permanentes $G = 5,5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/m}$

G : charge permanente de l'étage courant.

III.4.4. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

NB : La poutrelle qui sera étudiée est celle de la file et , c'est le cas le plus défavorable car les longueurs des travées sont plus importantes.

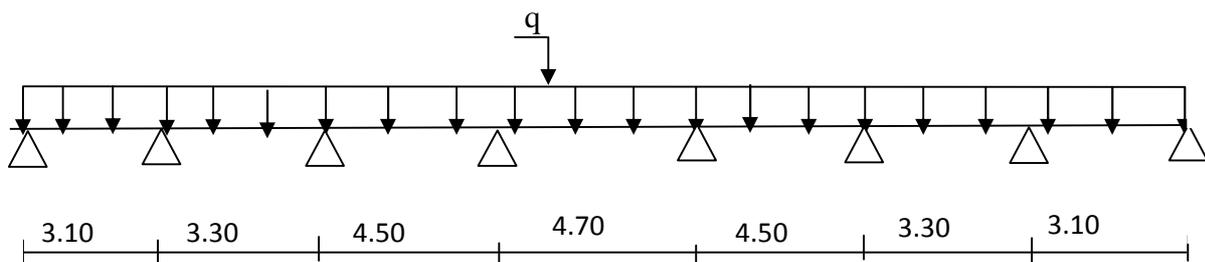


Fig III.3. Schéma statique de la poutrelle.

➤ **Les conditions de la méthode forfaitaire sont :**

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

▶ $Q = 1.5 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 7.15 \text{ KN} \dots$ la condition est vérifiée.

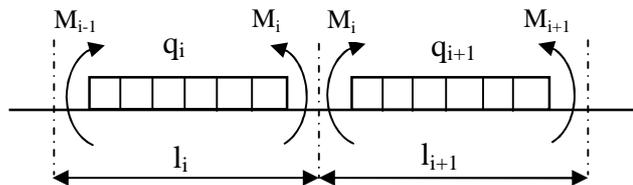
2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.la condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left. \begin{aligned} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{450}{330} = 1.36 > 1.25 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

Principe de la méthode des trois moments



• **Aux appuis :**

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

• **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots(1)$$

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots\dots\dots(2)$$

La position du moment maximum $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

avec : $M_{i-1}; M_i; M_{i+1}$ sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1; i; i+1$.

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ($q_i = q_{i+1}$).

- **Combinaison des charges :**

III.2.5. A l'ELU

$$q_i = q_{i+1} = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.29 \text{ KN/m}$$

Calcul à l'ELU :

a) Calcul des moments fléchissant

Moment aux appuis :

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = -\frac{q_i \cdot L_i^3 + q_{i+1} \cdot L_{i+1}^3}{4}$	M_i (KN.m)
1	0	3.10	6.29	$6.2M_1 + 3.10M_2 = -46.85$	-5.247
2	3.10	3.30	6.29	$3.10M_1 + 12.8M_2 + 3.3M_3 = -103.36$	-4.618
3	3.30	4.50	6.29	$3.3M_2 + 15.6M_3 + 4.5M_4 = -199.8$	-8.479
4	4.50	4.70	6.29	$4.5M_3 + 18.4M_4 + 4.7M_5 = -306.56$	-11.619
5	4.70	4.50	6.29	$4.7M_4 + 18.4M_5 + 4.5M_6 = -306.56$	-11.619
6	4.50	3.30	6.29	$4.5M_5 + 15.6M_6 + 3.3M_7 = -199.80$	-8.479
7	3.30	3.10	6.29	$3.3M_6 + 12.8M_7 + 3.10M_8 = -103.36$	-4.618
8	3.10	0	6.29	$3.10M_7 + 6.2M_8 = -46.85$	-5.247

Tableau III.1. calcul des moments aux appuis .

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel SCILAB 5.4.1

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ce derniers de 1/3 et on utilisera les moment corrigés pour le calcul des moment en travées.

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = (-5.247) - (1/3) \times (-5.247) = -3.498 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-4.618) - (1/3) \times (-4.618) = -3.079 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-8.479) - (1/3) \times (-8.479) = -5.653 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-11.619) - (1/3) \times (-11.619) = -7.746 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-11.619) - (1/3) \times (-11.619) = -7.746 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (-8.479) - (1/3) \times (-8.479) = -5.653 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = (-4.618) - (1/3) \times (-4.618) = -3.079 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = (-5.247) - (1/3) \times (-5.247) = -3.498 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux travées :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

x_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante : $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travées	L (m)	Qu (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M(x)	M _{t(x)} (KN.m)
1-2	3.10	6.29	-3.498	-3.079	1.57	-3.145x ² +9.88x-3.498	4.26
2-3	3.30	6.29	-3.079	-5.653	1.52	-3.145x ² +9.60x-3.079	4.25
3-4	4.50	6.29	-5.653	-7.746	2.18	-3.145x ² +13.687x-5.65	9.24
4-5	4.70	6.29	-7.746	-7.746	2.35	-3.145x ² +14.78 x-7.746	9.62
5-6	4.50	6.29	-7.746	-5.653	2.32	-3.145x ² +14.61 x-7.746	9.24
6-7	3.30	6.29	-5.653	-3.079	1.77	-3.145x ² +11.16 x-5.653	4.25
7-8	3.10	6.29	-3.079	-3.498	1.53	-3.145 x ² +9.61 x-3.079	4.26

Tableau III.2.calcul des moments aux travées

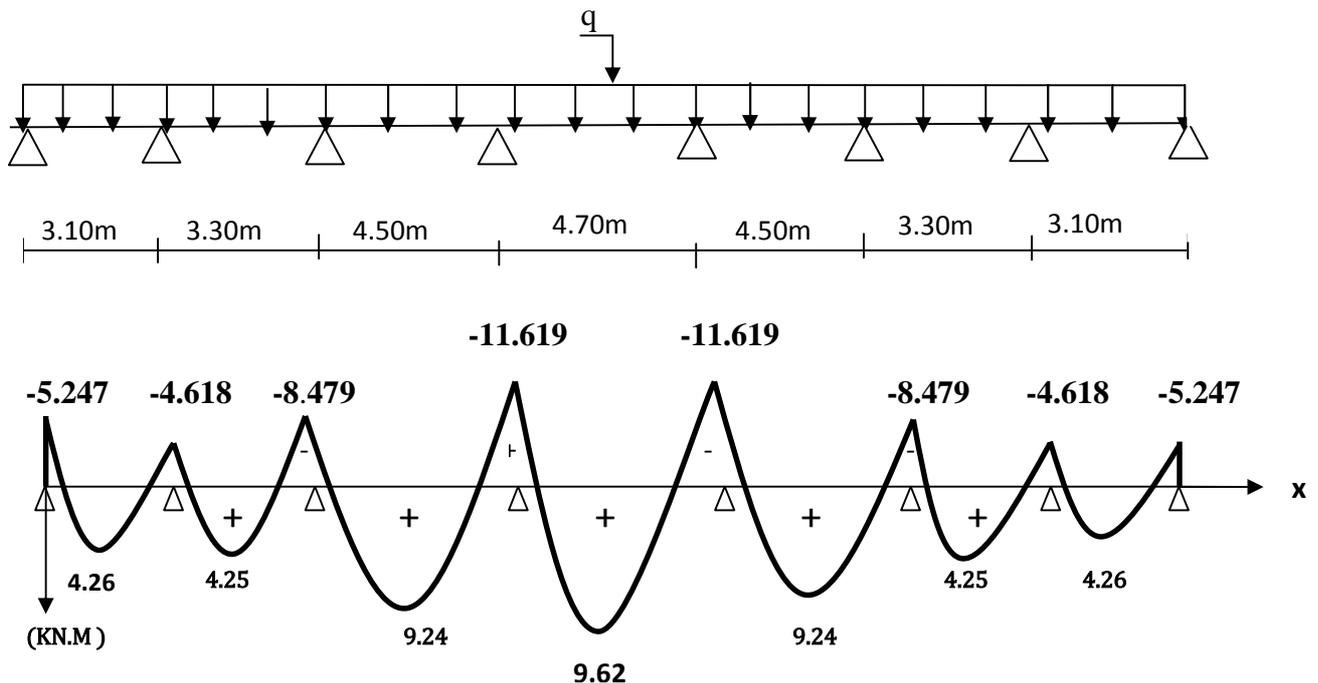


Fig III.4.Le diagramme des moments fléchissant

b) Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L (m)	Qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3.10	6.29	-3.498	-3.079	9.88	-9.61
2-3	3.30	6.29	-3.079	-5.653	9.60	-11.16
3-4	4.50	6.29	-5.653	-7.746	13.68	-14.62
4-5	4.70	6.29	-7.746	-7.746	14.78	-14.78
5-6	4.50	6.29	-7.746	-5.653	14.62	-13.68
6-7	3.30	6.29	-5.653	-3.079	11.16	-9.60
7-8	3.10	6.29	-3.079	-3.498	9.61	-9.88

Tableau III.3. calcul des efforts tranchants à L'ELU .

➤ **Le diagramme des efforts tranchants**

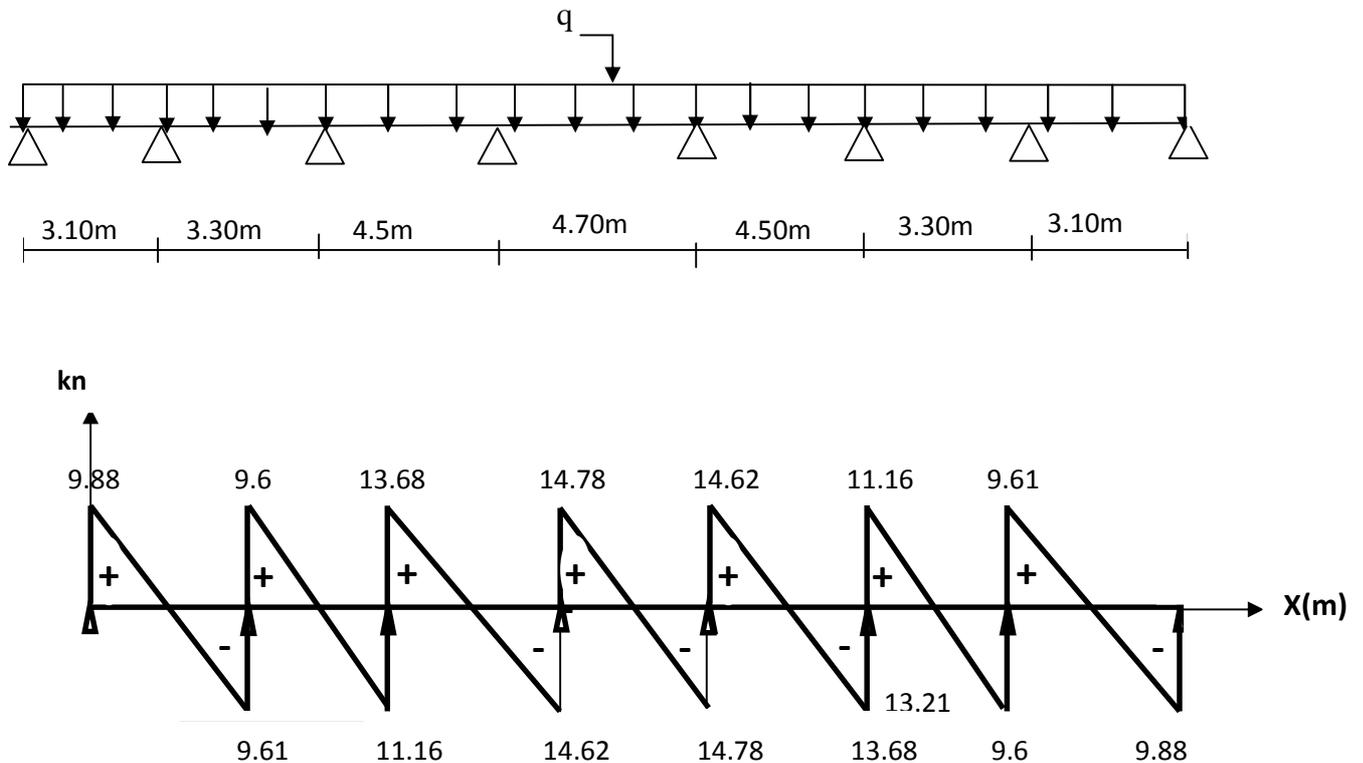


Fig III.5. Diagramme des efforts tranchants.

Conclusion :

$$M_{ut}^{\max} = 9.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{\max} = 7.746 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 14.78 \text{ KN}$$

c) Ferrailage à l'ELU :**Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; \text{ soit } d = 17.5\text{cm}$$

En travées :

$$M_t^{\max} = 9.62 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,175 - \frac{0,04}{2} \right) \quad M_t^{\max} = 9.62 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{l'axe}$$

$$M_0 = 57.23 \text{ KN.m}$$

neutre se situ dans la table de compression.

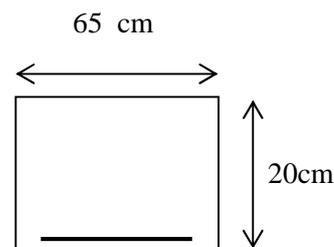
Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire de $(b \times h) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.62 \times 10^5}{65 \times 17.5^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.62 \times 10^5}{0,983 \times 17.5 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.61 \text{ cm}^2$$



$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.746 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b_0 \times h) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.746 \times 10^3}{12 \times (17.5)^2 \times 14,2} = 0.148$$

$$\mu = 0,148 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.148 \Rightarrow \beta = 0.919$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.746 \times 10^3}{0.919 \times 17.5 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 2\text{HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$\text{En travée : } 3\text{HA12} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } 2\text{HA10} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0.57 \text{ cm} \quad \text{Soit } 2 \text{ HA8} = 1.00 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15.75 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15.75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III.2.6. Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL99)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

❖ Sur appuis :

$$A_{ap} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ En travée :

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right\} [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{3.33, 5\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 14.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{14.78 \times 10^3}{120 \times 175} = 0.63 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Art.A.6.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{ma} = 14.78 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres ;}$$

En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.78 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 94.20} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

• **Aux appuis :**

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.78 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 62.8} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.49 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînements des barres.

✓ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)

• **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 14.78 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

1.56MPa < 13.33 MPcondition vérifiée

- **Appuis intermédiaires** :(art.A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des

armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_{max}}{0.9d}$

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.175 \times 14.78 = 2.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_u = 7.746 > 2.33 \text{ KN.m}$$

➤ Les armatures calculées sont suffisantes.

- **Section minimale d'armatures inférieures sur appui** : (art.A5.1.313.BAEL 91)

$$A_s \geq \frac{Y_s}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 14.78 = 0.0425 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.0425 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{14.78 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 0.782 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

0.698 MPa < 21.67 MPaCondition vérifiée.

III.2.7.Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge :

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = (5.5 + 1.5) \times 0.65 = 4.55 \text{ KN}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu)

$$\text{On a } q_u = 6.29 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.55}{6.29} = 0.723$$

► Calcul des moments fléchissant

- **Les moments aux appuis**

$$M_1 = -3.498 \times 0.723 = -2.53 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3.079 \times 0.723 = -2.23 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5.653 \times 0.723 = -4.09 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -7.746 \times 0.723 = -5.60 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7.746 \times 0.723 = -5.60 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -5.653 \times 0.723 = -4.09 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -3.079 \times 0.723 = -2.23 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -3.498 \times 0.723 = -2.53 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées**

$$M_{t1} = 4.26 \times 0.723 = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 4.25 \times 0.723 = 3.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 9.24 \times 0.723 = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 9.62 \times 0.723 = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 9.24 \times 0.723 = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6} = 4.25 \times 0.723 = 3.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t7} = 4.26 \times 0.723 = 3.08 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant à l'E

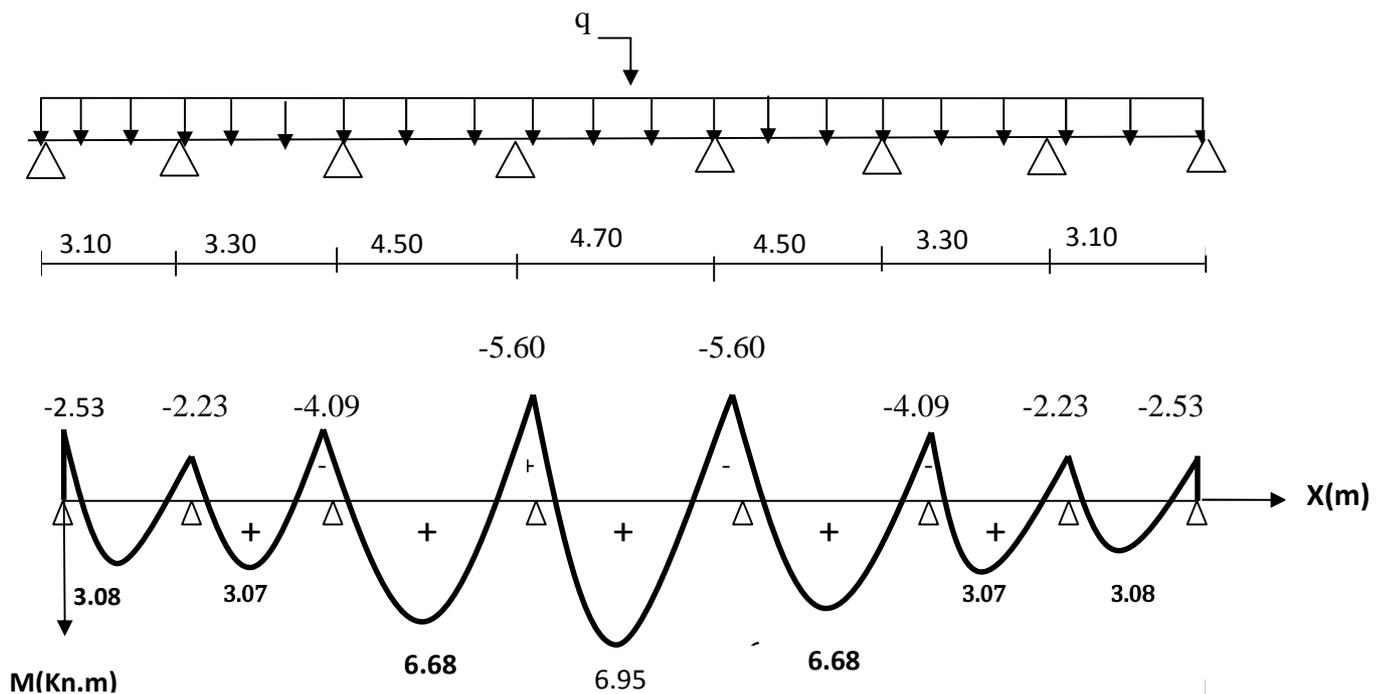


Fig III.6. Diagramme des moments fléchissant.

Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = V_u \times 0.723$$

Travées	L (m)	Q_s (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)	
					$x = 0$	$x = L$
1-2	3.10	4.55	-2.53	-2.23	7.14	-6.95
2-3	3.30	4.55	-2.23	-4.09	6.94	-8.07
3-4	4.50	4.55	-4.09	-5.60	9.89	-10.57
4-5	4.70	4.55	-5.60	-5.60	10.68	-10.68
5-6	4.50	4.55	-5.60	-4.09	10.57	-9.89
6-7	3.30	4.55	-4.09	-2.23	8.07	-6.94
7-8	3.10	4.55	-2.23	-2.53	6.95	-7.14

Tableau III.4. calcul des efforts tranchants .

Le diagramme des efforts tranchants

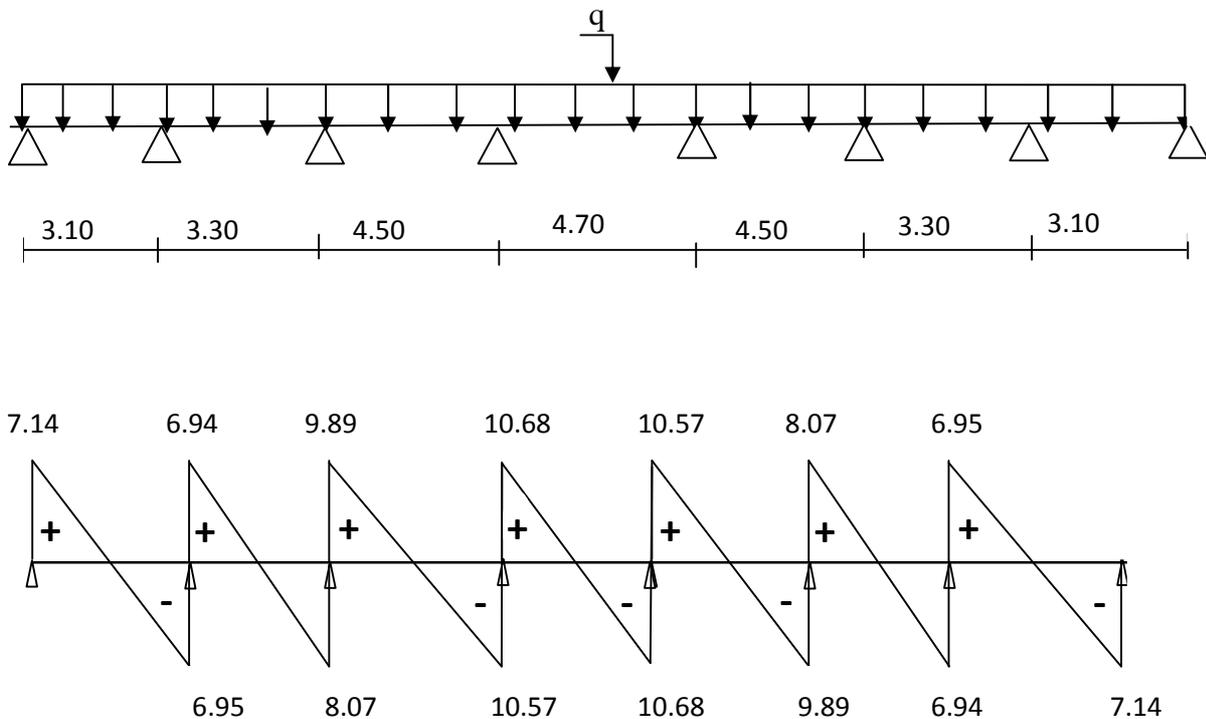


Fig III.7. diagramme des efforts tranchants.

Conclusion :

$$M_{st}^{\max} = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 5.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{\max} = 10.68 \text{ KN}$$

III.2.8.Vérification à l'E.L.S :**❖ État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

• Aux appuis :

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 17.5} = 0.75$$

$$\rho_1 = 0.75 \rightarrow \{\beta_1 = 0.875, K_1 = 25\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{5.60 \times 10^3}{0.875 \times 1.57 \times 17.5} = 232.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{232.94}{25} = 9.31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 232.94 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 266.7 \text{ MPa.}$$

232.94 MPa < 266.7 MPa condition vérifiée.

• En travée:

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 17.5} = 1.61$$

$$\rho_1 = 1.61 \rightarrow \{\beta_1 = 0.835, K_1 = 15.30\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{6.95 \times 10^3}{0.835 \times 3.39 \times 17.5} = 140.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{140.3}{15.3} = 9.17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

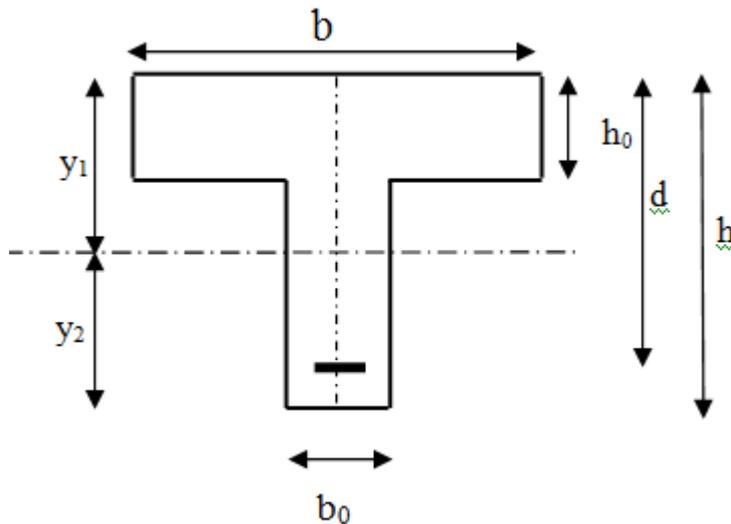


Fig III.8. schéma de la poutrelle.

a) Calcul de V_1 et V_2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^4$$

b) Calcul des coefficients : (λ_v , μ , I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 17.5} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.016} = 1.028$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.668; 0\} = 0.668$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 1.028 \times 0.668} = 14216.97 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{6.95 \times 4.35^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 14216.97 \times 10^{-8}} = 0.0855 \text{ m} = 8.55 \text{ mm} \langle \bar{f} = 8.7 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

En travée : 3HA12

Sur appuis : 2HA10

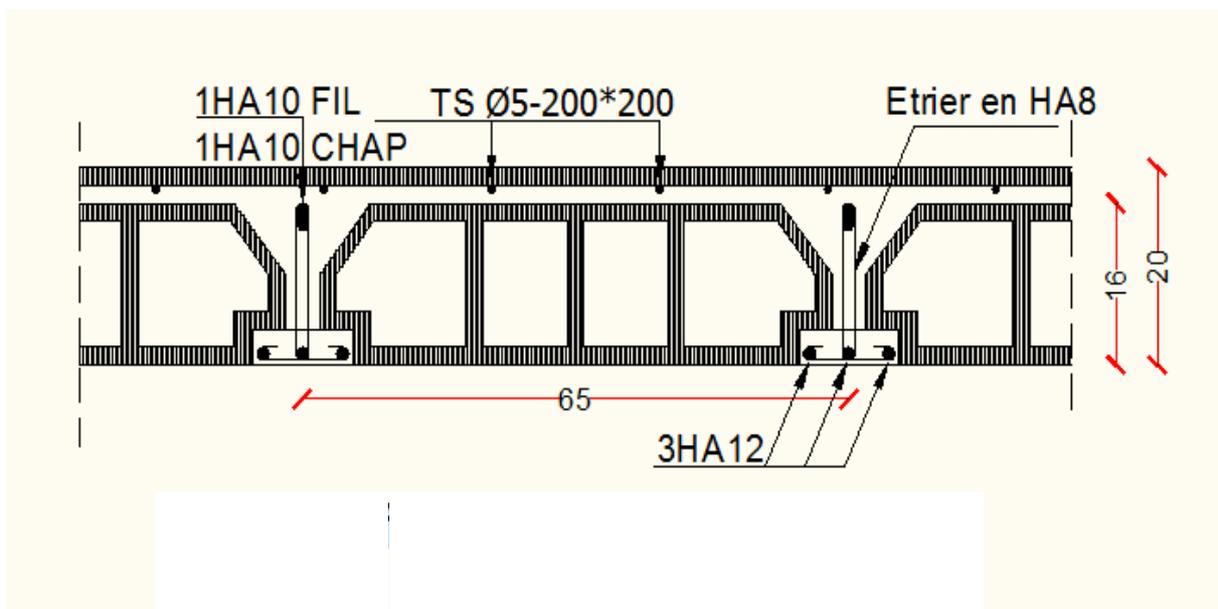


Fig III.9. plan de ferrailage de la poutrelle.

III.3.Calcul de l'escalier :

III.3.1.Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

A) Terminologie et Définitions :

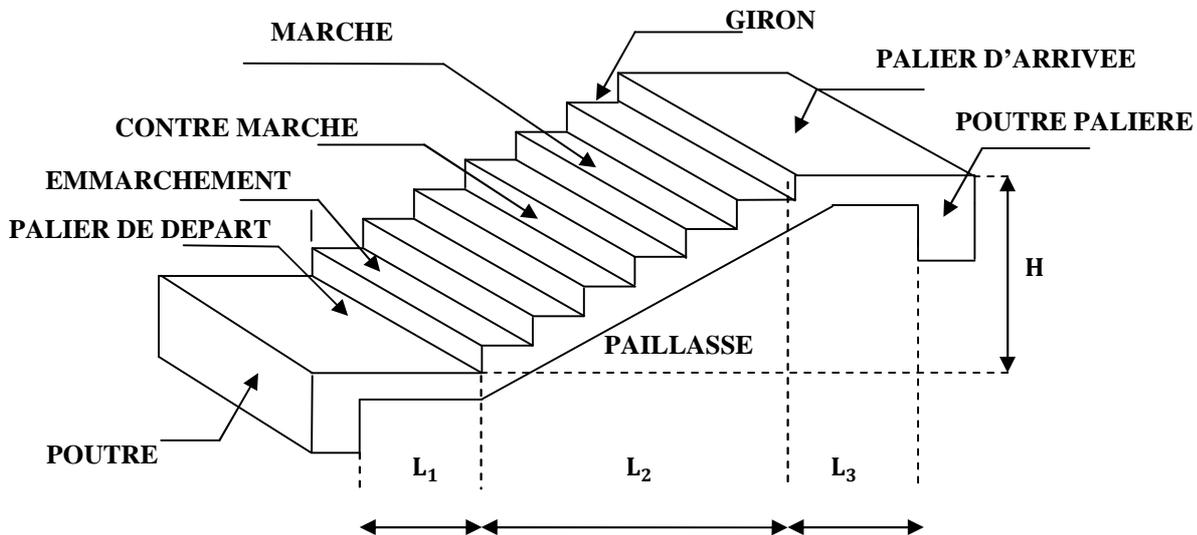


Fig III.10.Escalier.

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

❖ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont à une volée et deux paliers intermédiaires.

III.3.2.Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64\text{cm} \dots \dots \textcircled{1}$$

A) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Avec :

h : Hauteur de la contre marche. g : Giron.

$14cm \leq h \leq 18 \Rightarrow$ **On prend** $h = 17cm$

Le nombre de contre marches n :

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n - 1 = 9 - 1 = 8$

Le giron g :

$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30cm$

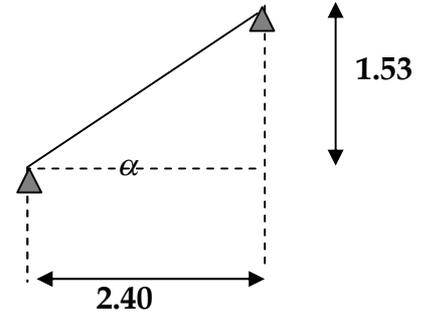
- **Vérification de la loi de BLANDEL :**

Il faut vérifier que :

$59 \leq g + 2h \leq 66$

$30 + 2 \cdot (17) = 64cm$

La condition est vérifiée



Alors : $h = 17cm$

$g = 30cm$

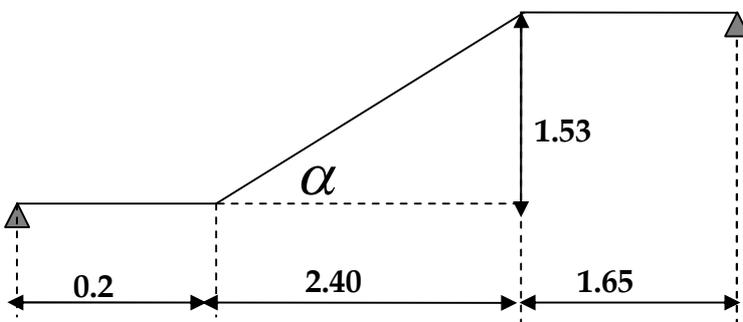
La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h = 17cm$** et un giron **$g = 30cm$** .

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée :** $n = 9$ contre marches ; **Donc :** $m = 9 - 1 = 8$ marches.

Nous allons étudier une paillasse comme représenté dans le schéma s

Paillasse 1:



B) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.68^\circ$$

$$\text{Donc : } L = 0.20 + \frac{2.40}{\cos 29.68} + 1.65 = \mathbf{4.61 \text{ m.}}$$

$$341 / 30 \leq e_p \leq 341 / 20 \rightarrow 15.37 \leq e_p \leq 23.05$$

❖ Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

Charges permanentes :**a-1) Palier :**

	Eléments	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Palier	25	0.20	5
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
Σ				$G_T = 6.71$

Tableau III.5. calcul de la charge permanente du palier.

a-2) la volée :

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Marches	25	0.17/2	2.125
05	Paillasse	25	0.20	5
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
Σ				8.83

Tableau III.6.calcul de la charge permanente de la paillasse.

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN/m}$.

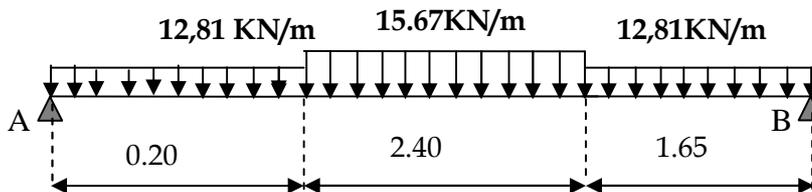
Calcul des efforts internes :

A) Combinaison de charges à l'ELU :

- Volée : $q_u^v = 1.35 \times 8.83 + 1.5 \times 2.5 = 15.67 \text{ KN/m}$.
- Palier : $q_u^p = 1.35 \times 6.71 + 1.5 \times 2.5 = 12.81 \text{ KN/m}$.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

B) Etude de paillasse et de palier :



B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 61.31 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \rightarrow \frac{12.81 \times 0.2^2}{2} + 15.67 \times 2.4 \times 1.4 + 12.81 \times 1.65 \times 3.425 = 4.25 R_B$$

Donc: $R_A = 31.83 \text{ KN.}$

$R_B = 29.48 \text{ KN.}$

B-2) Calcul des efforts internes:

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 0.2m$

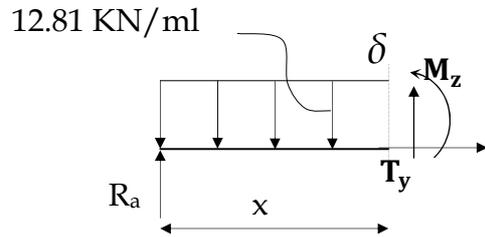
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.41x^2 + 31.83x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.2 \rightarrow M_z = 6.11KN.m$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 12.81x - 31.83$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -31.83KN$.
- Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = -29.27KN$



❖ **2^{eme} tronçon :** $0.2 \leq x \leq 2.6m$

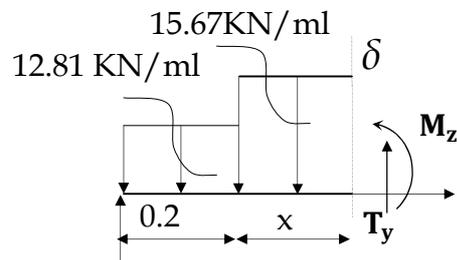
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7.835x^2 + 32.402x - 0.0572$$

- Pour $x=0.2 \rightarrow M_z = 6.11KN.m$
- Pour $x=2.6 \rightarrow M_z = 31.22KN.m$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 15.67x - 32.402$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -29.27KN$.
- Pour $x=2.6 \rightarrow T_y = 8.3KN$



Le moment max à l'état limite ultime :

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 15.67x - 32.402 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.07m.$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -7.835x^2 + 32.402x - 0.0572$$

$$M_{zu}^{max}(2.07) = 33.44KNm.$$

❖ **3^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.65m$

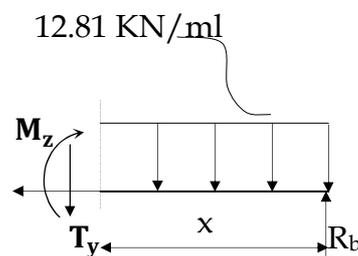
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.41x^2 + 29.48x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.65 \rightarrow M_z = 31.22KN.m$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12.81x + 29.48$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 29.48KN$.
- Pour $x=1.65 \rightarrow T_y = 8.34KN$



Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

➤ Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 33,44 = -10,03 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 33,44 = 28,42 \text{ KN.m}$$

B-3) Diagramme des Efforts internes:

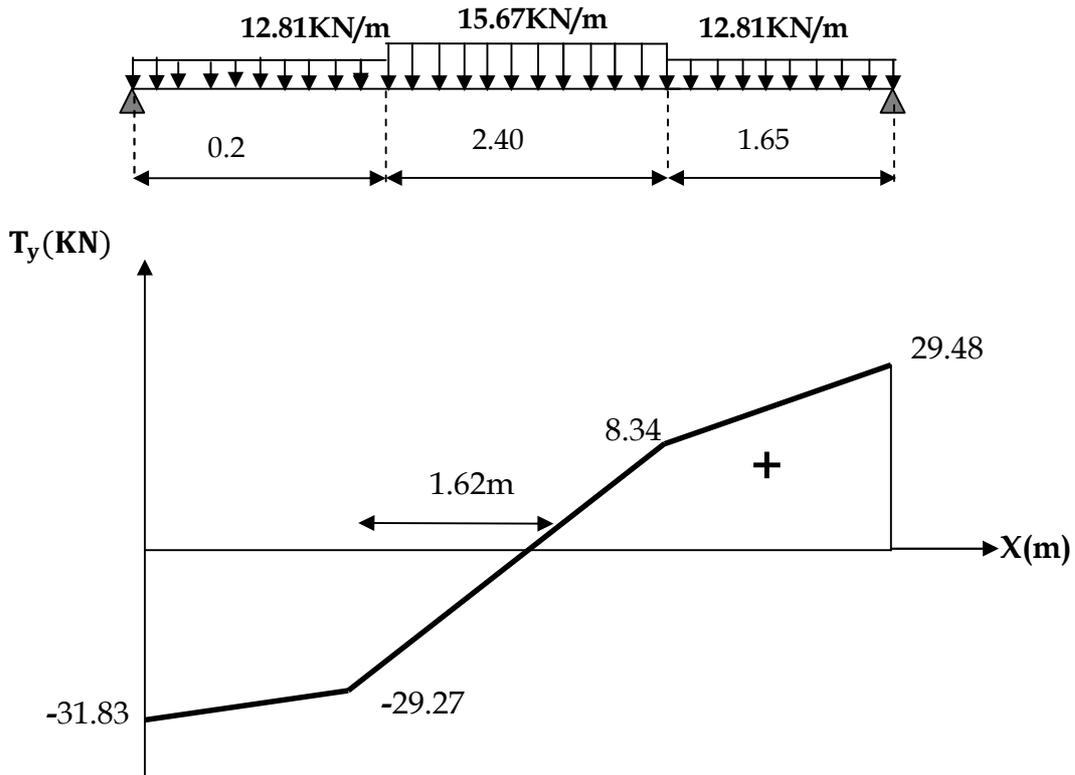


Fig III.11. diagramme des efforts tranchants.

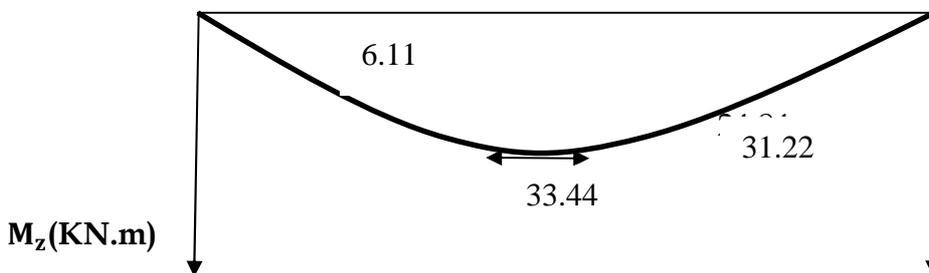


Fig III.12. diagramme Moment fléchissant

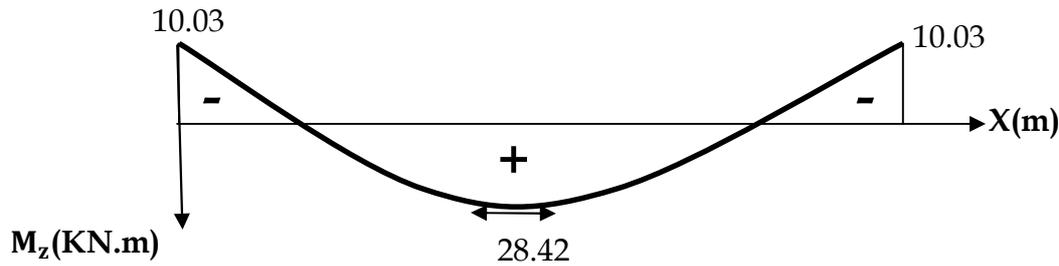


Fig III.13. Diagramme corrigé du moment fléchissant

III.3.3. Ferrailage :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=20cm).

En travée :

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{28.42 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (170)^2} = 0,069 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,069 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{28.42 \times 10^6}{348 \times 170 \times 0,964} = 4,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T12=6.78 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 15cm.**

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st_{1et3}}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T10**

=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.

Aux appuis :

1- Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.03 \cdot 10^2}{100 \cdot (17)^2 \cdot 1,42} = 0,024$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ **La section est simplement armée.**

A partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.03.10^2}{0,988.17.34,8} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T10=4.71cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T8 tous les 15cm.

III.3.4.Vérification a l'ELU :

A) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales —→ $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Appui: $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Travée: $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Armatures de répartition —→ $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

Appui: $S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Travée: $S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6,78 + 4.71 = 11.49 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée.}$$

C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min[(0.2 \times 25) / 1.5] = 3.33 \text{ Mpa}$:

❖ Calcul de τ_u^{\max}

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{31.83 \times 10^3}{1000 \times 170} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.187 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D) Entrainement des barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Calcul de τ_{se} :

❖ Paillasse :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles. $n \times \pi \times \phi$

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.83 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 226.08} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 0.920 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$**

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 31.83 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 170} = 0.42 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

G) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ **Paillasse :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{31.83.10^3}{348 \times 100} = 0,91 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 13.56 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes .**

III.3.5.Vérification à l'ELS :

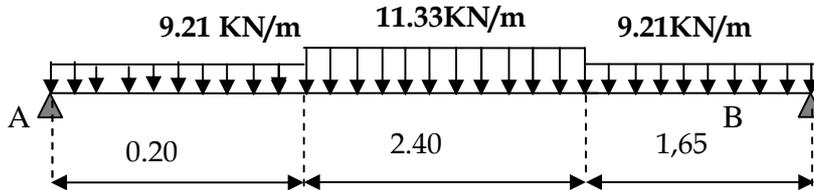
A) Combinaison de charges à l'ELS :

Volée : $q_u^v = 8.83 + 2.5 = 11.33 \text{ KN/m.}$

Palier : $q_u^p = 6.71 + 2.5 = 9.21 \text{ KN/m.}$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

B) Etude de paillasse et de palier :



B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 44.23 \text{ KN.}$

$\sum M / A = 0 \rightarrow \frac{9.21 \times 0.2^2}{2} + 11.33 \times 2.40 \times 1.4 + 9.21 \times 1.65 \times 3.425 = 4.25 R_B$

Donc: $R_A = 22.98 \text{ KN}$

$R_B = 21.25 \text{ KN.}$

B-2) Calcul des efforts internes:

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 0.2 \text{ m}$

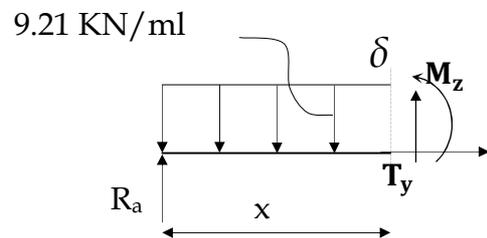
$\sum M / \delta = 0$

$M_z = -4.605x^2 + 22.98x$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x=0.2 \rightarrow M_z = 4.41 \text{ KN.m}$

$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 9.21x - 22.98$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -22.98 \text{ KN.}$
- Pour $x=0.2 \rightarrow T_y = -21.14 \text{ KN}$



❖ **2^{eme} tronçon :** $0.2 \leq x \leq 2.6 \text{ m}$

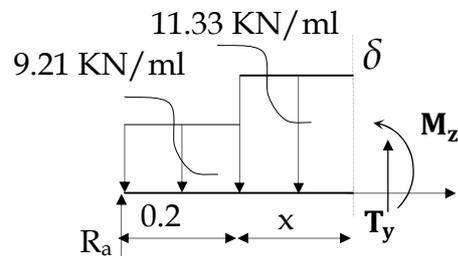
$\sum M / \delta = 0$

$M_z = -5.665x^2 + 23.404x - 0.0424$

- Pour $x=0.2 \rightarrow M_z = 4.41 \text{ KN.m}$
- Pour $x=2.6 \rightarrow M_z = 22.52 \text{ KN.m}$

$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 11.33x - 23.404$

- Pour $x=0.2 \rightarrow T_y = -21.14 \text{ KN.}$
- Pour $x=2.6 \rightarrow T_y = 6.05 \text{ KN}$



Le moment max à l'état limite ultime :

$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 11.33x - 23.404 = 0 \rightarrow x = 2.07 \text{ m.}$

$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -5.665x^2 + 23.404x - 0.0424$

$M_{zu}^{max}(2.07)=24.13KNm.$

❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.65m$

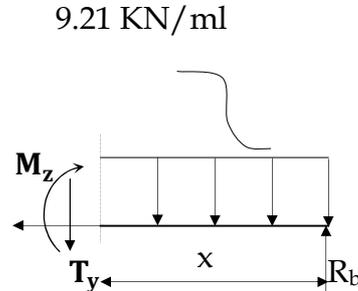
$\sum M / \delta = 0$

$M_z = -4.60x^2 + 21.25x$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.65 \rightarrow M_z = 22.51KN.m$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -9.21x + 21.25$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 21.25KN.$
- Pour $x=1.65 \rightarrow T_y = 6.05KN$



Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$M_{a1} = -0,3. M_z^{max} = -0,3 \times 24.13 = -7.24KN.m$

-En travée :

$M_{t1} = 0,85. M_z^{max} = 0,85 \times 19.52 = 20.51 KN.m$

B) Diagramme des Efforts internes :

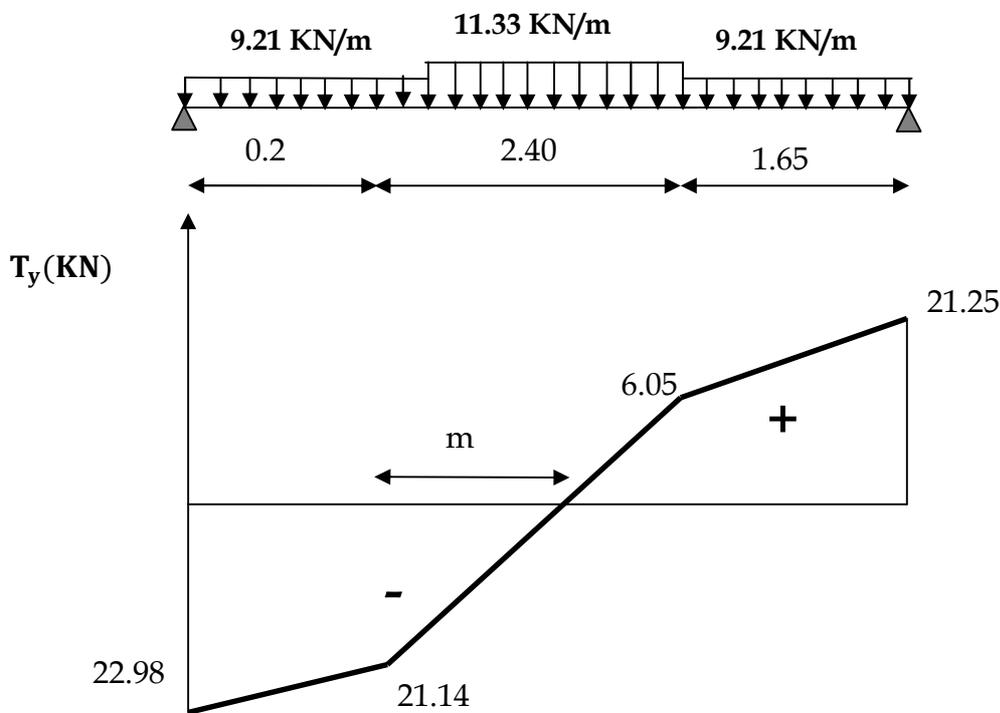


Fig III.14.diagramme efforts tranchants.

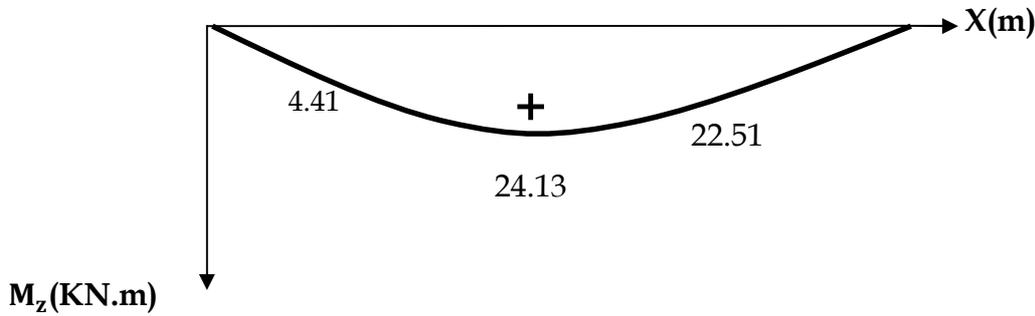


Fig III.15.diagramme Moment fléchissant

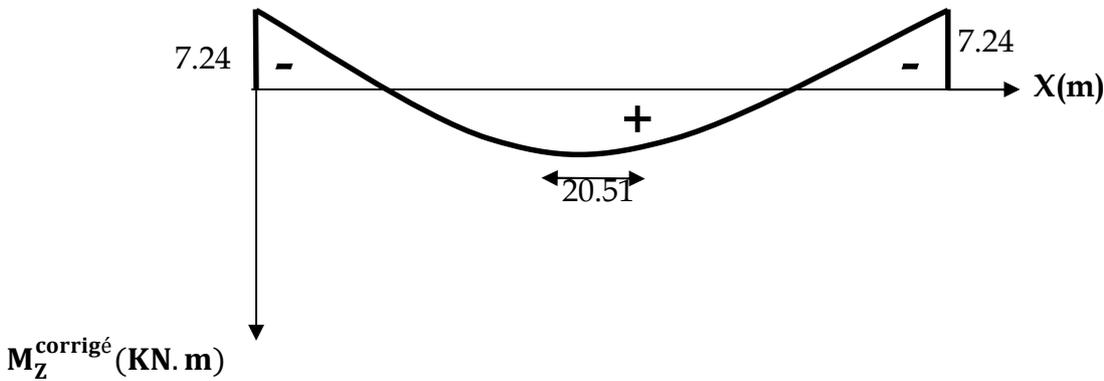


Fig III.16.diagramme corrigé moment fléchissant

Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2/BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91)

- Aux travées :

- Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 17} \times 100 = 0,398$$

$$\rho_1 = 0,398 \Rightarrow k_1 = 36.55 \text{ et } \beta_1 = 0,903$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{20.51 \times 10^6}{0,903 \times 170 \times 678} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 197.06 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 197.06 \leq \bar{\sigma}_s = 348$ condition vérifiée.

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{197.06}{36.55}$ Donc ; $\sigma_{bc} = 5.39\text{Mpa}$

$\sigma_{bc} = 5.39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.71}{100 \times 17} \times 100 = 0,275$

$\rho_1 = 0,275 \Rightarrow k_1 = 45.24$ et $\beta_1 = 0,917$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.24 \times 10^6}{0,917 \times 170 \times 471}$; Donc : $\sigma_{st} = 98.60\text{Mpa}$

$\sigma_s = 98.60 \leq \bar{\sigma}_s = 348$ condition vérifiée.

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{98.60}{45.24}$ Donc ; $\sigma_{bc} = \underline{\underline{2.18\text{Mpa}}}$

$\sigma_{bc} = 2.18 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ condition vérifiée.

D) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424/BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{425} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625$ non vérifiée ;
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{20 \cdot 51}{10 \times 24 \cdot 13} = 0,084 > 0,040$ non vérifiée ;
- $A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 17}{400} = 17,85 \text{ cm}^2 > A_t = 6,78 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Etant donnée que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche :

❖ **Paillasse :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4250}{500} = 8,5 \text{ mm}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

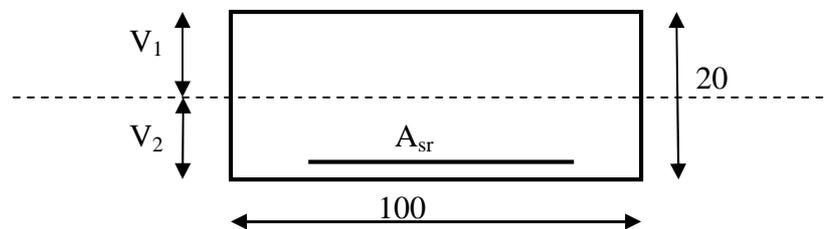
E : Module de déformation différée = $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10819 \text{ Mpa}$ (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 6,78)$$

$$B_0 = 2101,7 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 17 = 16178.9 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = \mathbf{16178.9 \text{ cm}^3}$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{16178.9}{2101.7} = 7.69 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_1 = 7.69 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.69 = 12.31 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_2 = 12.31 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (7.69^3 + 12.31^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.78 (12.31 - 3)^2$$

$$I_0 = \mathbf{86153.82 \text{ cm}^4}$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 17} = 0,0039$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0039 \times ((2 + 3))} = 5.38$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \mathbf{2.152}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.0039 \times 197.06 + 2.1} = 0.289$$

$$\mu = \mathbf{0.289}$$

❖ **Calcul de l'inertie fictive If :**

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 86153.82}{1 + 2.152 \times 0.289} = 58429.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{58429.97 \text{ cm}^4}$$

❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{20.51 \times (425)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 58429.97} = 5.86 \text{ mm}$$

$$f = 5.86\text{mm} < \bar{f} = 8,5\text{mm} \dots\dots\dots\text{Flèche admissible.}$$

III.3.6.Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est semi encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 430m (entre nus d'appuis), et sa section est de (b×h).

A) Pré dimensionnement :

-La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad L : \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis}$$

h_t : hauteur de la poutre.

$$28.67\text{cm} \leq h_t \leq 43\text{cm}.$$

On opte $h=40$ cm

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Donc on fixe sa hauteur à 30cm.

-La largeur :

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit $b = 25$ cm

Section de la poutre est de $(25 \times 40) \text{ cm}^2$.

-Les charges revenant à la poutre :

- son poids : $G = 25 \times 0.25 \times 0.4 = 2.5 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 31.83 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 22.98 \text{ KN/ml}$.
- **Combinaison à considérer**

ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}$$

$$q_u = 1,35 \times (2.5) + 31.83 = 35.20 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}$$

$$q_s = 2.5 + 22.98 = 25.48 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul du ferrailage (ELU):

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{35.20 \times 4.30}{2} = 75.68 \text{ KN}$$

✓ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants :**

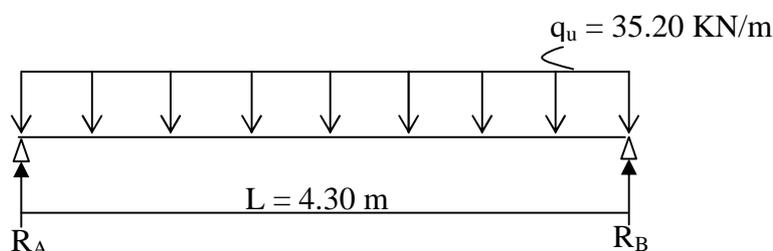


Fig III.17. Schéma statique

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{35.20 \times 4.30^2}{8} = 81.36 \text{ KN.m.}$$

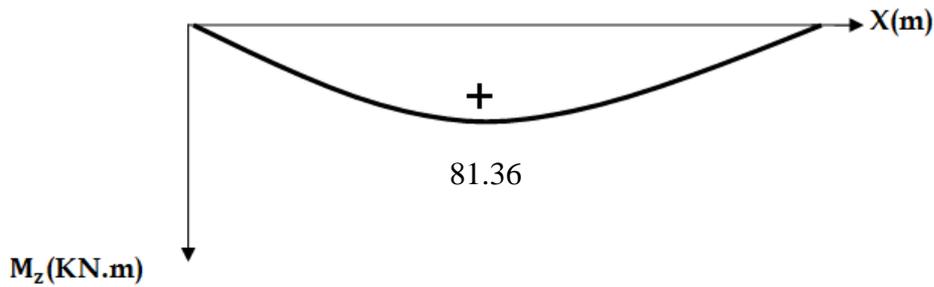


Fig III.18.diagramme du moment fléchissant.

✓ **Correction des moments :**

-En appuis :

$$M_a = - 0,3 M_0 = - 0,3 \times 81.36 = - 24.41 \text{ Kn.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 81.36 = 69.16 \text{ Kn.m.}$$

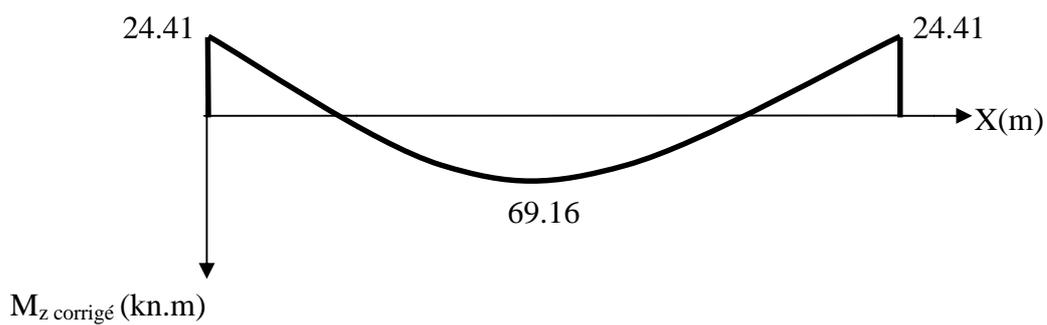


fig III.19.diagramme corrigé du moment fléchissant.

✓ **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 75.68 \text{ Kn.}$$

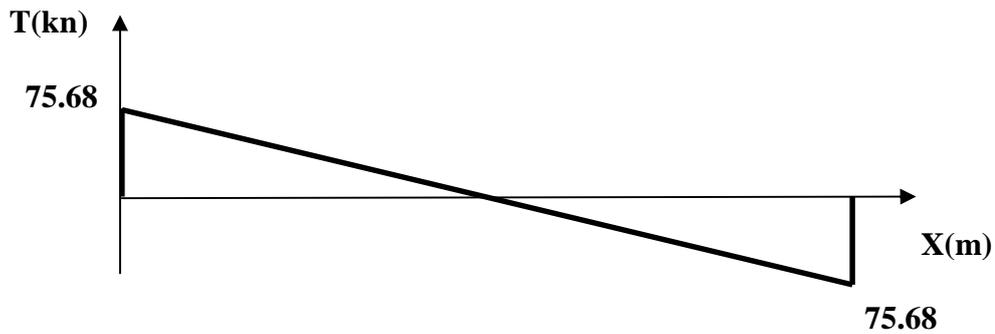


Fig III.20. diagramme des efforts tranchants.

III.3.7. Calcul des armatures :**1- Armatures principales (longitudinales) :**

- **En travée**

$$M_u = 69.16 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_i = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{69.16 \times 10^3}{25 \times (37)^2 \times 14,2} = 0,142 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,142 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,923 \quad A_t = \frac{69.16 \times 10^3}{0.923 \times 37 \times 348} = 5.82 \text{ cm}^2$$

On apte pour 4H A14 (A = 6.16 cm²).

- **Aux appuis**

$$M_u = - 24.41 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.41 \times 10^3}{25 \times (37)^2 \times 14,2} = 0,050 < \mu_e = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_a = 0,050 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,974$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{24.41 \times 10^3}{0.974 \times 37 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12 (A = 4.52 cm²).

Exigence du RPA pour les aciers longitudinaux Art 7.5.2.1/RPA2003.

Le pourcentage totale minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section .

$$A_{S \text{ totale}} = 6.16 + 4.52 = 10.68 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5 \text{ cm}^2 .$$

C) Vérification a l'ELU :

1) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$6.16 + 4.52 \text{ cm}^2 > 1.12 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33, 5 \} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 75.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{75.68 \times 10^3}{250 \times 370} = 0.82 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art.A.6.1.3 /BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Σu_i . : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 14 = 175.84 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \Sigma u_i} = \frac{75.68 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 175.84} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.29 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

4) Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3) :

$$l_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$l_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

- **Encreage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.62 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

a) influence sur le béton :

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{b.a} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267.a.b.f_{c28}$$

a : désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (370) = 333 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 333 \times 250 \times 25 = 555693.75 N$$

$$V_u^{ma} = 75.68 KN < 555.69 Kn \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b) influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow \left(\frac{75.68 \times 10^3}{348} \right) = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$6.16 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales :

6) Calcul des armatures transversales :

6-1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2/ BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{400}{35}, 14, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 11 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en **ϕ8**; Donc : **A_t = 2.01 cm²**.

Le béton parvient à lui seul à parvient à au cisaillement, cependant reprendre les efforts de traction du nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

7-2) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1.22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(33,3 ; 40\text{cm})=33,3\text{cm}$$

Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right\} = \min(10\text{cm} ; 16.8\text{cm})=10 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(33,33\text{cm} ; 10\text{cm})=10\text{cm}.$

On opte pour **$S_{t \max} = 10 \text{ cm}.$**

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(33,3\text{cm} ; 20\text{cm})=20\text{cm}$

On opte pour **$S_{t \max} = 20\text{cm}.$**

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ du RPAcondition vérifiée.

❖ Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91):

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4b st}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 20}{400} = 0,50\text{cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min}$ du BAEL **condition vérifiée.**

III.3.8. Calcul à L'ELS :

1) La combinaison de charges :

$$q_s = G + Q = G + R_{As} = 25.48 \text{ KN/ml.}$$

2) calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{25.48 \times 4.30}{2} = 54.78 \text{ KN.}$$

✓ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants :**

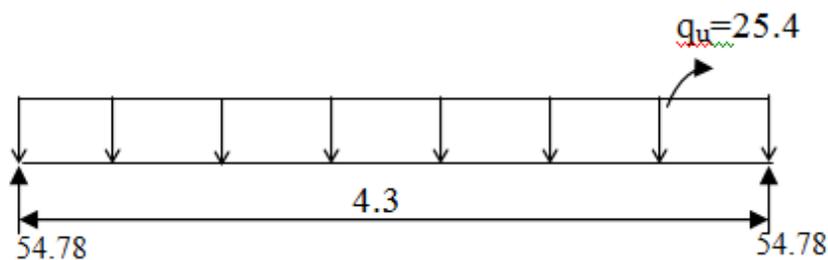


Fig III.20. schéma statique.

- **calcul des efforts internes :**

1- Effort tranchant :

$$T_A = - T_B = R_A = 54.78 \text{ Kn /ml.}$$

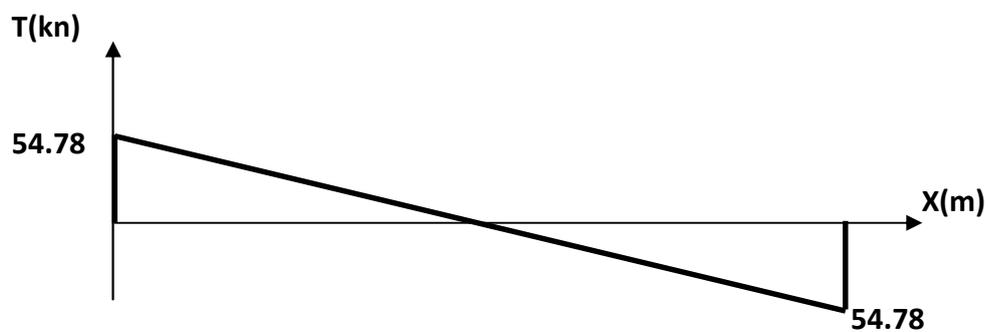


Fig III.21. diagramme des efforts tranchants.

2- Calcul du Moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{25.48 \times 4.30^2}{8} = 58.89 \text{ KN.m}$$

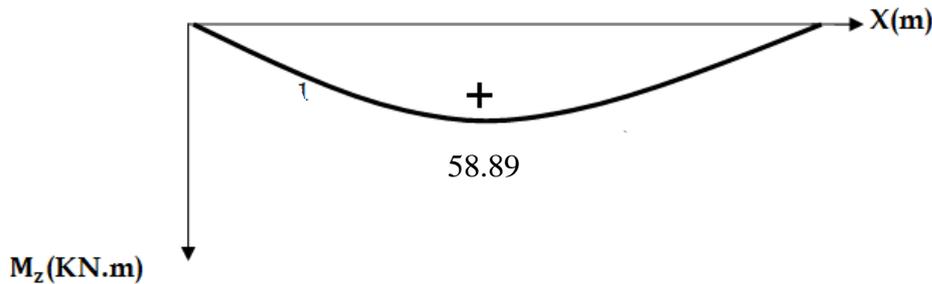


fig III.22.diagramme du moment fléchissant.

Correction des moments :

- **aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times M_{0s} = -0,3 \times 58.89 = -17.67 \text{ KN.m}$$

- **en travée :**

$$M_t = 0,85 M_{0s} = 0,85 \times 58.89 = 50.06 \text{ KN.m}$$

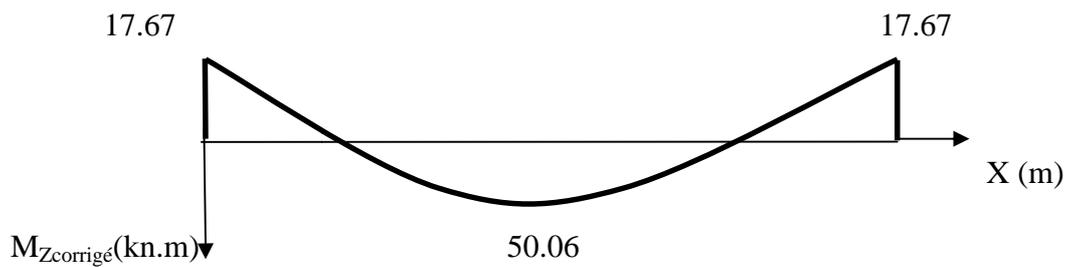


Fig III.23.diagramme corrigé du moment fléchissant.

III.3.3 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

➤ **En travée :**

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.16}{25 \times 37} = 0.661$$

$$\rho = 0.661 \rightarrow \{\beta_1 = 0.881; k_1 = 27.02\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{50.06 \times 10^3}{0.881 \times 6.16 \times 37} = 249.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{249.31}{27.02} = 9.23 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 249.31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$249.31 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 37} = 0.488$$

$$\rho = 0.488 \rightarrow \{\beta_1 = 0.894, k_1 = 32.17\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{17.67 \times 10^3}{0.894 \times 4.52 \times 37} = 118.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{118.18}{32.17} = 3.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_S = 118.18 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

118.18 MPa < 348 MPa → Condition vérifiée.

b) État limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 40 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 430 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.
 M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{40}{430} = 0.0930 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} 0.0930 > 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{40}{430} = 0.0930 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} &= \frac{50.06}{10 \times 58.89} = 0.085 \end{aligned} \right\} 0.0930 > 0.085 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b \times d} &= \frac{6.16}{25 \times 37} = 0.007 \\ \frac{4.2}{f_e} &= \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{aligned} \right\} 0.007 \leq 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : le ferrailage de la poutre palier sera comme suit :

- Armatures longitudinales :

4HA14 pour le lit inférieur.

4HA12 pour le lit supérieur.

- Armatures transversales :

1 cadre et étrier HA8.

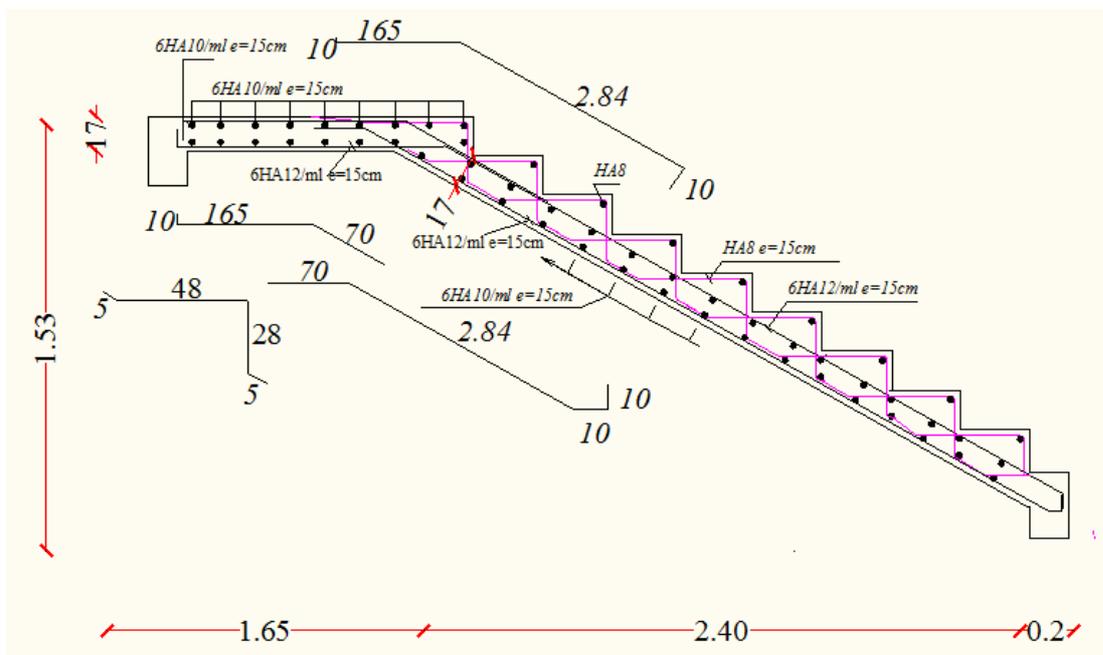


Fig III.24.Schéma de ferrailage des escaliers

III.4. Calcul des balcons :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine qui ont pour dimensions :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur $h=1[m]$ en brique creuse de $10[cm]$ d'épaisseur.

Largeur : $1,05[m]$

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$\frac{L}{10} \geq \frac{105}{10} = 10,5[cm]$$

Soit $e = 15 [cm]$

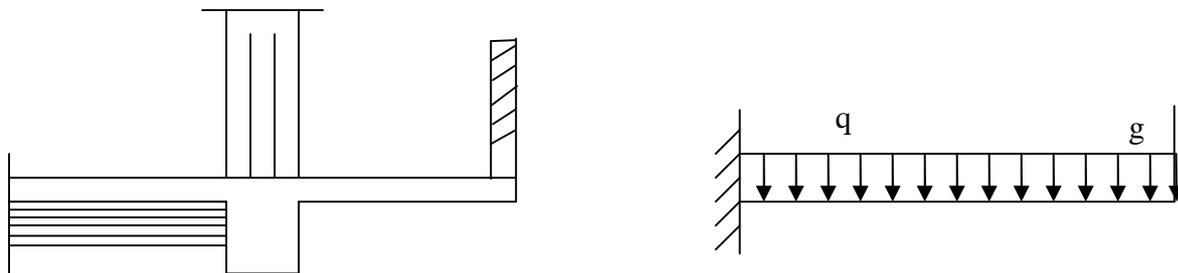


Fig III.25. Schéma statique du balcon.

III.4.1 Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de $1[m]$ de balcon.

a- Charges permanentes:

- Charge G due à la dalle en béton armé $G = 6,69 [KN/ml]$.

b- charge concentrée :

- Poids propre du garde corps..... $g = 1,3 [KN/ml]$.

- Charge due à la main courante $q = 1 [KN/ml]$.

c- surcharge d'exploitation:..... $Q=3,5 [KN/ml]$.

1) Calcul à l'état limite ultime

Le balcon travaille en flexion simple.

2) Combinaison de charges:

A l'ELU :

• Dalle: $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,69 + 1,5 \times 3,5 = 14,28 [KN/ml]$

• Garde corps: $q_{u2} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,3 = 1,75 [KN/ml]$.

• Main courante : $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 [KN/ml]$.

A l'ELS :

• Dalle : $q_{s1} = 6,69 + 3,5 = 10,19 [KN/ml]$.

• Garde corps $q_{s2} = 1,3 [KN/ml]$.

• Main courante $q_{s3} = 1 [KN/ml]$.

III.4.2.Ferraillage :**Calcul du moment sollicitant :**

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1$$

$$Mu = 14,28 \times \frac{1,05^2}{2} + 1,75 \times 1,05 + 1,5 \times 1$$

$$Mu = 10,62 \text{ [KN.m]}$$

➤ Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,62 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392$$

⇒ section simplement armée

$$\mu_u = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \sigma_{st}} = \frac{10,62 \times 10^3}{0,973 \times 12 \times 348} = 2,61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement S_t = 20[cm].

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 4HA10 = 3,14[cm²] avec S_t = 25[cm]

III.4.3Vérification à l'ELU :**A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot (100) \cdot (12) = 1,45 \text{ cm}^2$$

A = 5,65 cm² > A_{min} = 1,45 cm² la condition est vérifiée.

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 14.28 \times 1,25 + 1,75 = 19.6 [\text{KN}].$$

$$V_u = 19.6 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19.6 \times 10^3}{1000 \times 120} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.16 \text{ Mpa}.$$

$$0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

C) L'adhérence des barres: (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}.$$

Calcul de τ_{se} :

❖ Dans le sens yy :

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.6 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} \quad ; \text{ donc : } \tau_{se} = 0.96 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres.}$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}.$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm}.$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{131.36}{33.08} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 3.97\text{Mpa}$

$\sigma_{bc} = 3.97 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424/BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$

• $\frac{h}{L} = \frac{15}{105} = 0,142$

• $\frac{1}{16} = 0.0625.$

• $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047$

• $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$

$\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• $\frac{h}{L} = \frac{15}{105} = 0,142$

• $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{7.98}{10 \times 7.98} = 0,1$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

-**Conclusion :** Les balcons seront ferrillé comme suit

❖ **Armature principales :** 5HA12 avec e=20 cm

❖ **Armatures secondaire :** 4HA10 avec e=25 cm

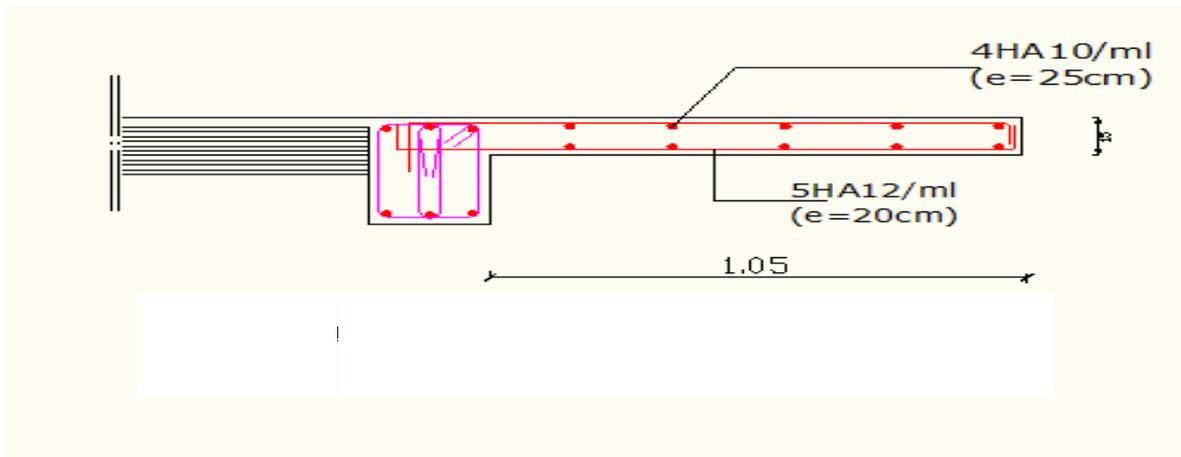


Fig. III.26.plan de ferrillage du balcon.

III.5. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,60 \times 2,40) \text{ m}^2$.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre II).

III.5.1. Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1.60 \div 2.40 = 0.66$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

• Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0.66 \rightarrow \mu_x = 0.0733 \text{ et } \mu_y = 0.382$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/ml}$.

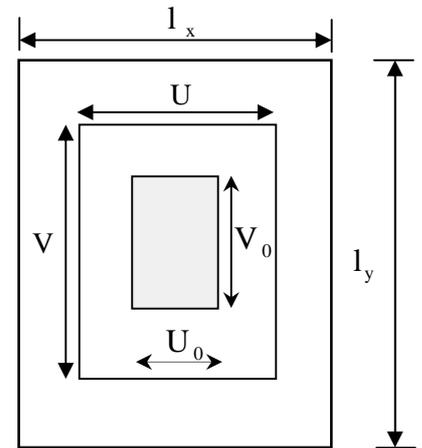


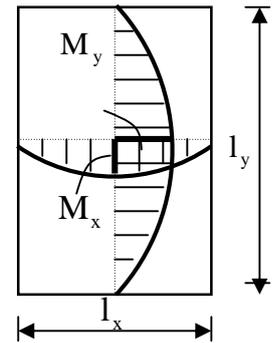
Fig III.27. panneau de dalle.

Surcharge d'exploitation : **Q = 1KN/ml.**

$$qu = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = \mathbf{6.56 \text{ KN/ml.}}$$

$$M_{ux1} = 0.0733 \times 6.56 \times (1.6)^2 = 1.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.382 \times 1.23 = 0.47 \text{ KN.m}$$



- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

$$\rho = \mathbf{0.66} \rightarrow \mu_x = 0.0789 \text{ et } \mu_y = 0.541$$

$$qs = 3.75 + 1 = \mathbf{4.75 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{sx1} = 0.0789 \times (4.75) \times (1.6)^2 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.541 \times 0.96 = 0.52 \text{ KN.m}$$

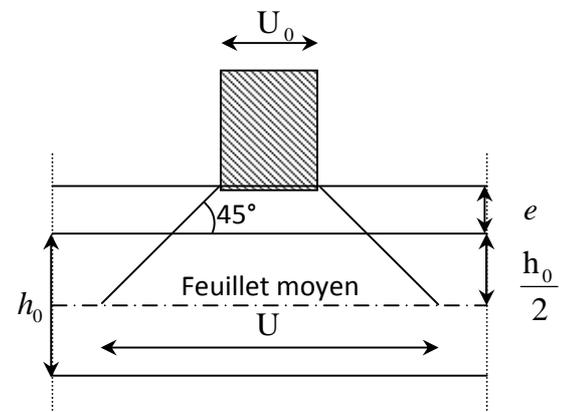
- ❖ **Moments dus a la charge localisée :**

$$M_x = P \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = P \cdot (\nu \cdot M_1 + M_2)$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et **V** cotés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.



$$V = V_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) \quad U = U_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right)$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = \mathbf{1.0}$ et $e = \mathbf{0}$

$$\mathbf{A.N : U = 0.8 + 0.15 = 0.95 \text{ m} = V}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{0.95}{1.60} = 0.6 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{0.95}{2.40} = 0.4$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0,109 \text{ et } M_2 = 0,058$$

- **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,109 = 13.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0.058 = 7.047 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0.109 + 0,2 \times 0.058) = 10.854 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 90 \times (0.058 + 0,2 \times 0.109) = 7.182 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments :

- ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.23 + 13.24 = 14.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.47 + 7.047 = 7.517 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.96 + 10.854 = 11.814 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,52 + 7.142 = 7.662 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 14.47 = 12.30 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7.517 = 6.39 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 14.47 = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7.517 = 2.25 \text{ KN.m}$$

III.5.2. Ferrailage du panneau :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($d_x = 13\text{cm}$ et $d_y = 12\text{cm}$).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right)$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	12.30	0,051	0,974	2,79	5HA12=5.65	20 cm
Sur appuis	X-X	4.34	0,018	0,991	0,97	5HA10=3.92	20 cm
En travée	Y-Y	6.39	0,031	0,985	1,55	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis	Y-Y	2.25	0,011	0,995	0,54	5HA10=3.92	20 cm

Tableau III.7. calcul de ferrailage du panneau

Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III.5.3. Vérifications à l'état limite ultime :

- A) Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Direction principale

$$s_t \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$s_t = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\}$ condition vérifiée.

❖ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **B) Diamètre maximal des barres :**

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 12\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **C) Condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\text{‰}$.

❖ **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.66)/2 = 0.000936$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.000936 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.404\text{cm}^2} < \mathbf{5.65\text{cm}^2}$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_{\text{min}}}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.66)/2 = 0.000936.$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.000936 \times 100 \times 15 = 1.4 \text{ cm}^2 \quad A_y^t = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 0.95} = 42.63 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 0.95} = 42.63 \text{ KN. } T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 0.95} = 42.63 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 0.95} = 42.63 \text{ KN.}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U+V)} = \frac{121.5}{2 \times (0.95+0.95)} = 31.97 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{42.63 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.328 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.327 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

• **E) Condition de non poinçonnement :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

Uc = 2 × (U+V) = 3.8m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$A.N : 0.045 \times 3.8 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 427,5 \text{ KN} \geq 121,5 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.5.4. Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

➤ En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11.814 = 10.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7.662 = 6.51 \text{ KN.m}$$

➤ En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11.814 = 3.544 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7.662 = 2.298 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	B	A (cm ²)
En travée	X-X	10.04	0,042	0,979	2,42
Sur appuis	X-X	3.544	0,015	0,993	0,79
En travée	Y-Y	6.51	0,032	0,984	1,89
Sur appuis	Y-Y	2.298	0,011	0,995	0,62

Tableau III.8.vérification de ferrailage à l'ELS.

Conclusion :Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

- Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{lx} = \frac{15}{160} = 0,094 \geq \frac{14.47}{20 \times 11.814} = 0,0612 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{Ax}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

❖ **Sens x-x :**

Lit inférieur : 5 HA12/ml avec un espacement de 20cm.

Lit supérieur : 5 HA10/ml avec e =20cm.

❖ **Sens y-y :**

Lits inférieur et supérieur : 5 HA10/ml avec e=20cm.

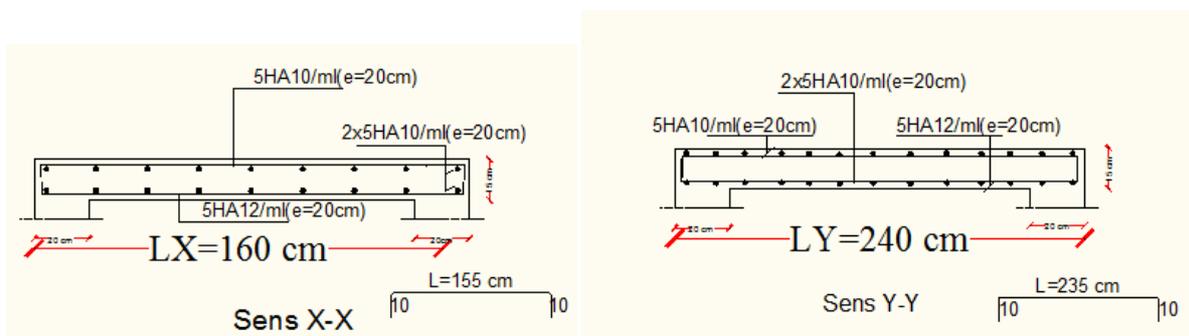


Fig.III.28.Ferrailage de la dalle pleine de la cage d'ascenseur

III.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

III.6.1 L'acrotère à étudier :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminer en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

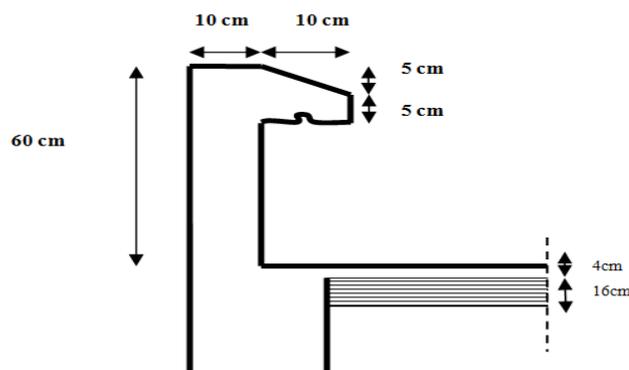


Fig. III.29 : Coupe verticale de l'acrotère.

a) Chargement :

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui engendre un effort normal (N_G), accompagné d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à ($Q=1\text{kN/ml}$), qui est due à la main courante, cette dernière provoque un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

$$\text{Poids propre de l'acrotère : } G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2] \times 25$$

$$G = 1.69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des sollicitations :

$$\text{L'effort normal : } N = G \times 1\text{m} = 1.69 \text{ KN.}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN.}$$

$$\text{Le moment fléchissant du a } Q : M = Q \times H \times 1\text{m} = 0.6 \text{ KN.m avec : } H = 0.6\text{m.}$$

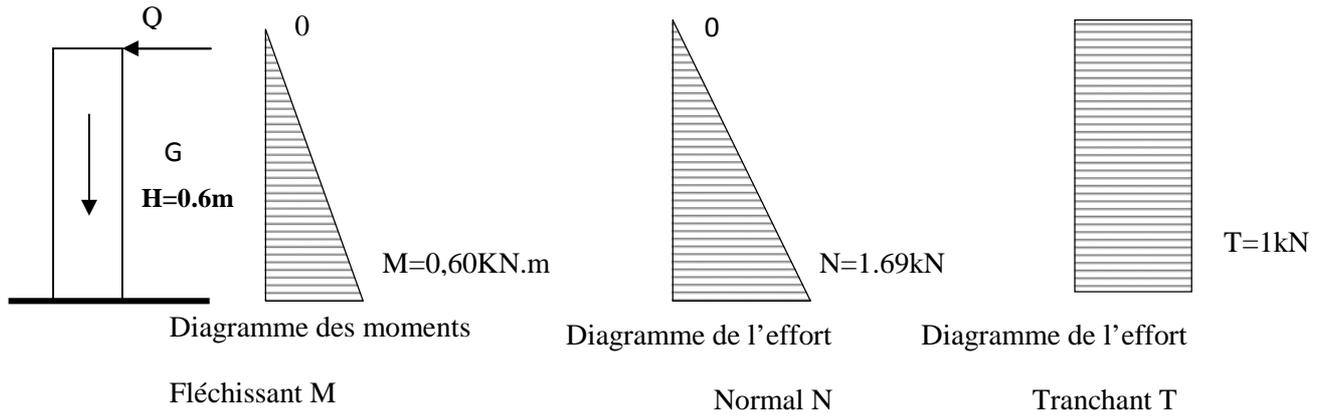


Fig. III.30. Diagramme des efforts internes

Combinaison des charges :

ELU : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_U = 1.35 \cdot N = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 \cdot M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5 \cdot T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_S = 1.69 \text{ KN}$$

$$M_S = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T = 1 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de l'acrotère :

- Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

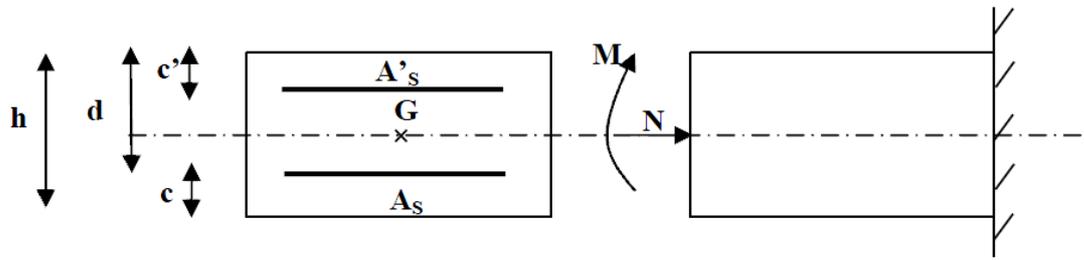


Fig.III.31. Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$h=10 \text{ cm} ; \quad c=3 \text{ cm} ; \quad d=7 \text{ cm}.$$

➤ Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.28} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}.$$

$e_u = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif:**

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.28 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.94 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.94 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0135$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.0135 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.94 \times 10^4}{0.993 \times 70 \times 348} = 0.4 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles(en flexion composée) :**

$$A_t = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.4 - \frac{2.28}{34.8} = 0.334 \text{ cm}^2.$$

Soit: 4 HA6 avec un espacement $St = 20 \text{ cm/ml}$

$$\text{donc : } A_t = 1.13 \text{ cm}^2$$

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{s\text{adop}}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ ml}.$$

4HA6 /ml = 1.13 cm²/ml avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm/ml}$.

d) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (BAEL99 /Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_S et N_S)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.7 \times 10^2}{1.96} = 35.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{35.5 - 0.445 \times 7}{35.5 - 0.185 \times 7} \right)$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_t = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :** (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } (\gamma_b = 1.5 \text{ et } V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN})$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25, 4 \right\} = \min \{2.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 75.4} = 0.316 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 0.316 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres :** (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$St \leq \{ \min \quad 2h ; 20 \text{ cm} \}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 30 \text{ cm} ; 20 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.69 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.69} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

➤ **Étape fictive :**

$$M_{fs} = N_s \left(e_s + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.69 \left(0.35 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right) = 0.62 \text{ KNm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\eta = 1.6 ; \text{ Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\bar{\mu}_s = 0.01622$$

$$\bar{M}_{fs} = \bar{\mu}_s \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{M}_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 70^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$$\bar{M}_{fs} = 16.02 \text{ KNm} > M_f = 0.62 \text{ KNm} \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$A_{Stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.62 \times 10^3}{(7-3) \times 201.63} = 0.769 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles(en flexion composée)

$$A_{St} = A_{stf} - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.769 - \frac{1.69 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.685 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 0.685 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.794 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{ok.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 7} = 0.161$$

$$\rho = 0.161 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.934, k_1 = 60.76 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.934 \times 1.13 \times 7} = 81.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 81.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81.21}{60.76} = 1.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

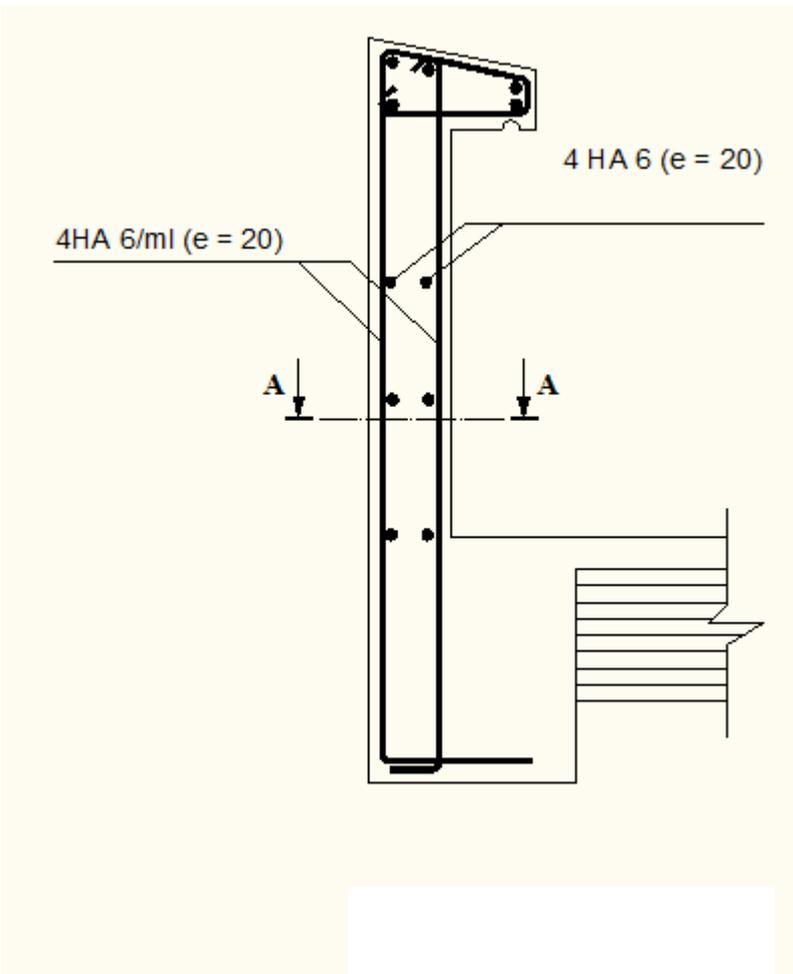


Fig.III.32. Ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV :Modélisation et vérification au RPA.

IV.1. Modélisation :

IV.1.1 INTRODUCTION :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés aux résultats réels dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ROBOT BÂTIMENT

IV.1.2. Description du logiciel ROBOT :

ROBOT est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- > La modélisation de tous types de structure.
- > La prise en compte des propriétés des matériaux
- > L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- > La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration. . etc.
- > Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.1.3 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments.
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

- Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone sismique : IIa }
 Groupe d'usage : 2 } A= 0.15

- Coefficient de comportement $R = 5$ (contreventement mixte)
- Coefficient d'amortissement ξ : **8.5%**
- SITE : 3 (meuble)
- Le facteur de qualité

6. Définition de la charge sismique E.
- 7 .Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions

Combinaisons aux états limites:

ELU: $1.35G+1.5Q$
 ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelle du RPA

$G+Q+E$
 $0.8G+E$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.1.4 Justification du système de contreventement :

- Cette étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales (séisme).
- Dans un premier temps on a supposé la valeur du coefficient de comportement égal à 5 (contreventement mixte)

Les charges verticales :

Les charges verticales revenantes aux poteaux et aux voiles sont tirés du logiciel :

- Charges verticales totales : 42541.61 (100%)
- Charges verticales reprises par les voiles est de : 14954.03 (35.15%)
- Charges verticales reprises par les poteaux est de : 27587.58 (64.85%)

Les charges sismiques :

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés de logiciel avec la combinaison (E)

- **Charges sismiques totales :**
 - Sens xx : 4022.53 KN
 - Sens yy : 3828.38 KN
- **Charges sismiques reprises par les poteaux :**
 - Sens xx : 2244.27 KN (55.8%)
 - Sens yy : 1118.21 KN (29.21%)

CONCLUSION : (Art 3.4.A.2 RPA vérifié 2003)

- Les poteaux reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et plus de 25% des charges sismiques dans les deux sens, dans ce cas on a opté pour un système de contreventement mixte.
- Le coefficient de comportement supposé dans l'étape de modélisation est vérifié (**R=5**)

IV.2. Vérification des conditions du RPA :

- vérification de la période.
- Le pourcentage de participation massique.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal.
- L'excentricité.
- L'effet P-Delta.

Caractéristique de la structure :

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003**.

IV.2.1. Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.

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

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

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

C_T: coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du **RPA 99**.

Avec : **C_T = 0.05**

Remarque :

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 30.6^{3/4} = \mathbf{0.650 \text{ sec.}}$$

D'où : **T = 1.3 × 0.650 = 0.845 sec > T_{rebot} = 0.469 sec condition vérifiée.**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,134	0,469	79,612	0,003	0,0	79,612	0,003	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 2	2,688	0,372	79,619	73,918	0,0	0,007	73,914	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 3	3,590	0,279	79,646	75,598	0,0	0,027	1,681	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 4	6,023	0,166	91,380	75,599	0,0	11,734	0,000	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 5	8,233	0,121	91,380	90,563	0,0	0,000	14,964	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 6	10,088	0,099	94,821	90,572	0,0	3,441	0,009	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 7	10,312	0,097	94,896	91,208	0,0	0,075	0,636	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 8	14,247	0,070	96,552	91,210	0,0	1,657	0,002	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 9	14,835	0,067	96,555	94,511	0,0	0,003	3,300	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 10	17,247	0,058	96,556	94,999	0,0	0,001	0,489	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 11	17,687	0,057	97,517	95,000	0,0	0,961	0,001	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 12	20,974	0,048	97,517	96,481	0,0	0,000	1,481	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 13	21,085	0,047	98,021	96,481	0,0	0,504	0,000	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 14	24,162	0,041	98,024	96,751	0,0	0,003	0,270	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 15	24,268	0,041	98,300	96,751	0,0	0,276	0,000	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0
3/ 16	26,299	0,038	98,518	96,751	0,0	0,219	0,000	0,0	5329962,423	5329962,881	0,0

Fig IV.1. Période et participation massique :

La somme des masses modales dans le 4^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans la direction de X, et dans le 5^{ème} mode dans la direction de Y, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 79.612% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 73.914%.

IV.2.2. Vérification de l'effort tranchant a la base:

a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la MSE :

- condition sur la hauteur : $H \leq 65$ m en zone I et IIa C.V
- régularité en plan C.V
- régularité en élévation C.V

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{(Article 4.1 Du RPA 99)}$$

b) Déduction des coefficients A, D, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Groupe d'usage : 2} \\ - \text{Zone sismique II}_a \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \text{ (Tab 4.1).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de

contreventement $R = 5$ (contreventement mixte). (Tab 4.3 RPA)

c) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

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

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant x-x : **Condition non vérifiée. $P_x = 0.05$**

Suivant y-y : **Condition non vérifiée. $P_y = 0.05$**

➤ **Régularité en plan**

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

Donc : La régularité en plan vérifiée $p_q = 0.00$

➤ **Condition de régularité en élévation :**

- **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

- **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le **séisme** de **2003**.

<i>Pénalité Pq :</i>		
<i>Critère :</i>	<i>Observé</i>	<i>Non observé :</i>
<i>Régularité en plan</i>	0	/
<i>Régularité en élévation</i>	0	/
<i>Conditions minimales sur les fils de contreventement</i>	/	0.05
<i>Redondance en plan</i>	0	0.1
<i>Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0	/
<i>suivi de chantier:</i>	0	/

Tableau IV.1. Valeurs de pénalités pq

Donc : $Q=1+\Sigma Pq =1+0.05+0.1 = 1.15$

D : facteur d’amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de **RPA99**, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq \mathbf{2.5}$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site meuble $\implies S_3 \implies T_2 = 0.5 s$.

η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type

de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2) $\implies \xi = 8.5\%$

D'où $\eta = 0.816 \geq 0.70$ *Condition vérifiée.*

• La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times (30.6)^{3/4} = 0.650 \text{ s.}$$

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

<i>Paramètre</i>	<i>Valeur</i>	<i>Article de RPA</i>
Coefficient de zone A	0.15	<i>Tableau 4.1</i>
Période caractéristique T₂	0.5 s	<i>Tableau 4.7</i>
Coefficient C_T	0.05	<i>Tableau 4.6</i>
Facteur d'amplification D	2.04	<i>Formule 4.2</i>
Coefficient de comportement R	5	<i>Tableau 4.3</i>
Facteur de qualité Q	1.15	<i>Formule 4.4</i>
Poids total de la structure Wt	37593.980KN	/

Tableau IV. 2. Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt :

Application numérique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{5} \times 37593.980 = 2645.86 \text{ KN}$$

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	4 - Ex	
Mode CQC		
Somme totale	4032,170	838,842
Somme réactions	4022,531	39,395
Somme efforts	4022,530	39,395
Vérification	8045,061	78,790
Précision	5,57391e-001	1,60725e+000
Cas	5 - Ey	
Mode CQC		
Somme totale	341,625	3874,350
Somme réactions	39,349	3828,386
Somme efforts	39,349	3828,386
Vérification	78,699	7656,772
Précision	5,57391e-001	1,60725e+000

Fig IV.2. Les efforts tranchant a la base donnée par robot.

$$V_{robot \ X-X} = 4022.530 > 0.8 V_{RPA} = 2116.69 \text{ KN}$$

$$V_{robot \ Y-Y} = 3828.386 > 0.8 V_{RPA} = 2116.69 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.2.3.1 .Vérification des Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Niveaux	δ_{kx} (cm)	δ_{ky} (cm)	R	$\Delta_{kx} \times R$ (cm)	$\Delta_{ky} \times R$ (cm)	1% h (cm)	Vérification $\Delta_{kx} \times R < 1\% h$
9	3.525	2.455	5	0.655	0.840	3.06	✓
08	3.394	2.287	5	1.115	1.035	3.06	✓
07	3.171	2.08	5	1.545	1.200	3.06	✓
06	2.862	1.840	5	1.665	1.280	3.06	✓
05	2.529	1.584	5	1.96	1.365	3.06	✓
04	2.137	1.311	5	2.19	1.415	3.06	✓
03	1.699	1.028	5	2.005	1.355	3.06	✓
02	1.298	0.757	5	2.115	1.340	3.06	✓
01	0.875	0.489	5	2.185	1.275	3.06	✓
RDC	0.438	0.234	5	2.190	1.170	3.06	✓

Tableau I V.3. Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey :

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

IV.2.3. Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f$$

f : La flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3,538	2,620	0,416	0,001	0,002	0,000
Noeud	109	4144	110	1784	12205	12176
Cas	8 (C) (CQC)	5	5	9 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode		CQC	CQC			
MIN	-3,536	-2,634	-0,610	-0,001	-0,002	-0,000
Noeud	109	4144	110	1784	12405	12576
Cas	14 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						

Fig IV.3. Les extrêmes globaux des déplacements

a) Sous l'action de E_X :

$$\delta_{\text{Max}} = 3.538 \text{ cm} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{3060}{500} = 6.12 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

b) Sous l'action de E_Y :

$$\delta_{\text{Max}} = 2.620 \text{ cm} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{3060}{500} = 6.12 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

IV.2.4. Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle - égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit :

C_M : centre de masse.
 C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq \max \{ 5\% L, e_0 \}$.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	553242,062	241 9,640 2,151	4 10,111 2,151	16290501,118	36674431,165	52634592,108	0,147	0,471	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	553242,062	241 9,640 5,211	4 10,111 5,211	16290621,653	36674519,039	52634624,768	0,147	0,471	0,0	0,0
1/ 3	Etage 3	553242,061	241 9,640 8,271	4 10,111 8,271	16290703,723	36674566,013	52634692,386	0,147	0,471	0,0	0,0
1/ 4	Etage 4	553242,062	1 9,640 11,331	10,111 11,331	16290736,992	36674583,702	52634675,443	0,147	0,471	0,0	0,0
1/ 5	Etage 5	528528,274	3 9,643 14,442	10,196 14,442	15501186,341	34878081,101	50077884,991	0,111	0,554	0,0	0,0
1/ 6	Etage 6	528136,365	9 9,644 17,503	10,197 17,503	15497504,606	34808885,512	50005707,298	0,001	0,554	0,0	0,0
1/ 7	Etage 7	528136,347	9 9,644 20,563	10,197 20,563	15497718,396	34808929,625	50005708,778	0,001	0,554	0,0	0,0
1/ 8	Etage 8	506092,353	9 9,646 23,678	10,277 23,678	14793646,803	33197547,807	47718919,262	0,001	0,632	0,0	0,0
1/ 9	Etage 9	506092,353	9 9,646 26,738	10,277 26,738	14794002,693	33197876,559	47718913,847	0,001	0,632	0,0	0,0
1/ 10	Etage 10	520011,204	9 9,651 29,798	10,277 29,798	15017155,979	33727340,021	48473801,559	0,001	0,626	0,0	0,0
2/ 1	Etage 1	553242,062	241 9,640 2,151	4 10,111 2,151	16290501,118	36674431,165	52634592,108	0,147	0,471	0,0	0,0
2/ 2	Etage 2	553242,062	241 9,640 5,211	4 10,111 5,211	16290621,653	36674519,039	52634624,768	0,147	0,471	0,0	0,0
2/ 3	Etage 3	553242,061	241 9,640 8,271	4 10,111 8,271	16290703,723	36674566,013	52634692,386	0,147	0,471	0,0	0,0
2/ 4	Etage 4	553242,062	1 9,640 11,331	10,111 11,331	16290736,992	36674583,702	52634675,443	0,147	0,471	0,0	0,0
2/ 5	Etage 5	528528,274	3 9,643 14,442	10,196 14,442	15501186,341	34878081,101	50077884,991	0,111	0,554	0,0	0,0
2/ 6	Etage 6	528136,365	9 9,644 17,503	10,197 17,503	15497504,606	34808885,512	50005707,298	0,001	0,554	0,0	0,0
2/ 7	Etage 7	528136,347	9 9,644 20,563	10,197 20,563	15497718,396	34808929,625	50005708,778	0,001	0,554	0,0	0,0
2/ 8	Etage 8	506092,353	9 9,646 23,678	10,277 23,678	14793646,803	33197547,807	47718919,262	0,001	0,632	0,0	0,0
2/ 9	Etage 9	506092,353	9 9,646 26,738	10,277 26,738	14794002,693	33197876,559	47718913,847	0,001	0,632	0,0	0,0
2/ 10	Etage 10	520011,204	9 9,651 29,798	10,277 29,798	15017155,979	33727340,021	48473801,559	0,001	0,626	0,0	0,0
3/ 1	Etage 1	553242,062	241 9,640 2,151	4 10,111 2,151	16290501,118	36674431,165	52634592,108	0,147	0,471	1,325	0,960
3/ 2	Etage 2	553242,062	241 9,640 5,211	4 10,111 5,211	16290621,653	36674519,039	52634624,768	0,147	0,471	1,325	0,960
3/ 3	Etage 3	553242,061	241 9,640 8,271	4 10,111 8,271	16290703,723	36674566,013	52634692,386	0,147	0,471	1,325	0,960
3/ 4	Etage 4	553242,062	1 9,640 11,331	10,111 11,331	16290736,992	36674583,702	52634675,443	0,147	0,471	1,325	0,960
3/ 5	Etage 5	528528,274	3 9,643 14,442	10,196 14,442	15501186,341	34878081,101	50077884,991	0,111	0,554	1,325	0,960
3/ 6	Etage 6	528136,365	9 9,644 17,503	10,197 17,503	15497504,606	34808885,512	50005707,298	0,001	0,554	1,325	0,960
3/ 7	Etage 7	528136,347	9 9,644 20,563	10,197 20,563	15497718,396	34808929,625	50005708,778	0,001	0,554	1,325	0,960
3/ 8	Etage 8	506092,353	9 9,646 23,678	10,277 23,678	14793646,803	33197547,807	47718919,262	0,001	0,632	1,325	0,960
3/ 9	Etage 9	506092,353	9 9,646 26,738	10,277 26,738	14794002,693	33197876,559	47718913,847	0,001	0,632	1,325	0,960
3/ 10	Etage 10	520011,204	9 9,651 29,798	10,277 29,798	15017155,979	33727340,021	48473801,559	0,001	0,626	1,325	0,960
4/ 1	Etage 1	553242,062	241 9,640 2,151	4 10,111 2,151	16290501,118	36674431,165	52634592,108	0,147	0,471	1,325	0,960

Fig IV.4. Les excentricités théoriques

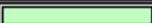
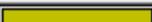
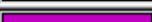
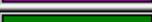
Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	46 2801A2806		26,500	19,200	1,325	0,960
2	Etage 2	2740 2795A280		26,500	19,200	1,325	0,960
3	Etage 3	A2734 2789A27		26,500	19,200	1,325	0,960
4	Etage 4	728 2783A2788		26,500	19,200	1,325	0,960
5	Etage 5	22 2777A2782		26,500	19,200	1,325	0,960
6	Etage 6	716 2771A2776		26,500	19,200	1,325	0,960
7	Etage 7	807 2810 2811		26,500	19,200	1,325	0,960
8	Etage 8	A2704 2759A27		26,500	19,200	1,325	0,960
9	Etage 9	698 2753A2758		26,500	19,200	1,325	0,960
10	Etage 10	2747A2752		26,500	19,200	1,325	0,960

Fig IV.5. Les excentricités accidentelles

$Ex_{max} = 1.325 \text{ m}$

$Ey_{max} = 0.96\text{m}$

$ex_{i} \leq ex = \max \{0.05 L_{max} , e_0\} \rightarrow 1.325 \leq \max \{0.05 \times 26.50 = 1.325, 0.14\}$ **condition vérifié**

$ey_{i} \leq ey = \max \{0.05 L_{max} , e_0\} \rightarrow 0.960 \leq \max \{0.05 \times 19.20 = 0.960 \text{ et } 0.632\}$ **condition vérifié**

IV.2.5. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \quad \text{tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{eme} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

↳ L'évaluation de cet effet du 2^{eme} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

<i>Niv</i>	$P_K(KN)$	Δ_{Kx}	Δ_{Ky}	$V_{Kx}(KN)$	$V_{Ky}(KN)$	$\frac{h}{K}$	θ_{KX}	θ_{KY}	Vérification
09	5230.72	0.0013	0.0016	821.64	874.13 9	3.06	0.0027	0.0031	✓
08	5091.54	0.0022	0.0020	1605.3	1666.2 1	3.06	0.0022	0.0019	✓
07	5091.54	0.0030	0.0024	2302.8	2333.4 1	3.06	0.0021	0.0017	✓
06	5311.98	0.0033	0.0025	2931.0	2909.8 5	3.06	0.0019	0.0014	✓
05	5311.98	0.0039	0.0027	3493.5	3408.5 6	3.06	0.0019	0.0013	✓
04	5311.98	0.0043	0.0028	3971.8	3828.7 3	3.06	0.0018	0.0012	✓
03	5559.97	0.0040	0.0027	4371.3	4184.9 7	3.06	0.0016	0.0011	✓
02	5559.97	0.0042	0.0026	4695.9	4476.9 5	3.06	0.0016	0.0010	✓
01	5559.97	0.0043	0.0025	4927.7	4689.6 6	3.06	0.0015	0.0009	✓
RDC	5559.97	0.0043	0.0023	5054.2	4808.8 5	3.06	0.0015	0.0008	✓

Tableau I V. 4. Vérification de l'effet P-Delta.

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

Chapitre V: Ferrailage des éléments.

Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan , les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans , et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1 Ferrailage des poutres .

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les Sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

V.1.1. Recommandations du RPA99 :**a. Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre $0,5\% b h$

-Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b h$ en zone courante.

$6\% b h$ en zone de recouvrement.

-Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

-Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2. \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003. S_t. b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi \right) \Rightarrow \quad \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

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

V.1.2 Calcul des armatures à l'ELU :

A. Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

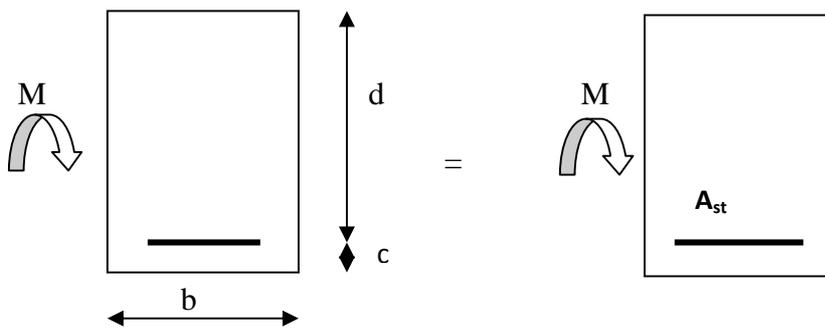
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires) $\Rightarrow A_{sc} = 0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1,5 \longrightarrow$ Cas général.

$\gamma_s = 1,15 \longrightarrow$ Cas accidentel

$f_e = 400 \text{ MPa}$

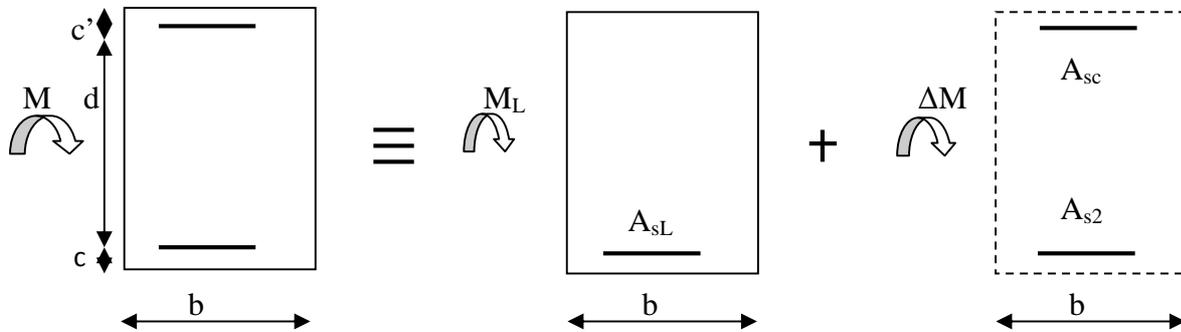
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Remarque :

En situation courante :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

B. Armatures transversales :**1. Diamètre des aciers transversaux :(BAEL 91/Art A.7.2.2)**

$$\varnothing_t = \min \left(\varnothing_1 ; \frac{L}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

2. Pourcentage minimal d'armatures tendues :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad \text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{l} \rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,001 \quad \text{si } f_{c_j} < 40 \text{ MPa.} \\ \rho \geq 0,00033 \cdot f_{tj} \quad \text{si } 40 \leq f_{c_j} \leq 80 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

3. Espacement minimal : (BAEL 91/Art 5.1.2.2)

$$St \leq \min (0.9 \times d ; 40\text{cm})$$

❖ Vérification à l'ELU :**• Vérification de la condition de non fragilité :**

Une section du béton armé ou fléchiée est considérée comme non fragile lorsque la sollicitation provoque la fissuration du béton dans cette section, entraîne dans les armatures tendues une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité.

$$As \geq A_{\min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Si la section choisie des armatures dépasse 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile.

NB :

Les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section moins égale à 0.01 de la section droite de la poutre. $A \geq 0.01 b.h$ (BAEL 91/ art B.6.4.)

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

• Vérification d'adhérence à l'entraînement : (BAEL 91/ art A.6.1.3.)

Pour assurer que les barres sont bien encrées, il y'a lieu de vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement relatif à une armature

$$\psi_s = 1.5 : \text{pour des barres haute adhérence} \Leftrightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$\psi_s = 1$: pour des barres ronds lisses.

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$: contrainte limite d'adhérence.

$\sum \mu_i = n \pi \varnothing$: somme des périmètres utiles des barres

n : nombre des barres.

\varnothing : Diamètre d'une barre.

- **Vérification au cisaillement :** (BAEL 91/ art A.5.1.2.1.)

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$

Fissuration non préjudiciable.

- **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL 91/ art A.5.2.)

✓ Pour un appui de rive :

– Influence sur le béton :

On doit avoir : $T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . b.a$

Longueur de l'appui : $a = \min(a', 0.9 d)$

– Influence sur les armatures longitudinales :

On doit avoir : $A_s \geq \frac{H_u + T_u}{\sigma_s}$

T_u : effort tranchant.

H_u : force horizontale transmise par l'appui.

✓ Pour un appui intermédiaire :

On doit avoir : $T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . b.a$

En outre, la contrainte moyenne de compression du béton sur l'aire d'appui calculé sous la réaction d'appui ultime.

$$\sigma_{bc} \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91/ art A.5.1.322.})$$

– Influence sur les armatures transversales :

On doit avoir : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$

M_u : moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

- **Vérification de l'encrage des barres :** (BAEL 91/ art A.6.1.23.)

Calcul de la longueur de scellement droit des barres verticales :

$$L_s = \frac{\phi . f_e}{4 . \sigma_s} ; \text{ Avec : } \tau_{se} = 0.6 \psi_s^2 . f_{t28}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

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

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{K_1 \cdot \beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

σ_{bc} : contrainte maximale dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible dans le béton comprimé.

σ_s : contrainte maximale dans l'acier tendu.

K_1 ; β_1 : coefficients donnés par le tableau.

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Comme la fissuration dans les poutres est supposée peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

• **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL 91, il est indispensable de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ -----(1)}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \text{ -----(2)}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ -----(3)}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{37.44 \cdot (3.25)^2}{8} = 49.43 \text{ KN.m}$$

h : hauteur de la poutre.

L : portée de la poutre entre nus d'appuis.

b_0 : longueur de la nervure.

M_t : moment maximal en travée.

M_0 : moment isostatique max.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

A_s : section des armatures tendues.

Les résultats du ferrailage des poutres principales sont récapitulés dans le tableau suivant

Sens y-y :

1) Aux appuis :

Niveau	comb	M_{\max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée	Condition non fragilite
Max pour tous les niveaux	ELU	70.106	0.140	SSA	0.924	5.81	6HA14	9.23	1.132

Tableau V. 1. Ferrailage des poutres principales à l'ELU(aux appuis)

2) En travée :

Niveau	comb	M_{\max} (KNm)	μ	obs	B	A_s (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée	Condition non fragilite
Max pour tous les niveaux	ELU	35.053	0.070	SSA	0.964	2.786	3HA14	4.62	1.132

Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Sens x-x:

1. Aux appuis :

Niveau	comb	M_{\max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée	Condition nn fragilite
Max pour tous les niveaux	G+Q+E	4.267	0.0140	SSA	0.993	0.38	3HA14+2HA12	6.88	0.78

Tableau V.3. Ferrailage des poutres secondaires (Aux appuis)

2. En travée :

Niveau	comb	M _{max} (KNm)	μ	obs	B	A _s (cm ²)	ferrailage	A _s adoptée	Condition non fragilité
Max pour tous les niveaux	G+Q+E	2.134	0.007	SSA	0.9965	0.189	3HA14	4.62	0.78

Tableau V. 4 . Ferrailage des poutres secondaires(En travée)

V.1.3. Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Poutres principales de (25×40) cm²: $A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1.132$ c est vérifiée pour la section d appuis et la section de travee .

Poutres secondaires de (25×40) cm²: $A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1.132 \Rightarrow$ vérifiée pour la section d appuis et la section de travee

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{- Poutres principales} \quad \tau_u = \frac{110.11 \times 10^3}{250 \times 375} = 1.17 \text{MPa.}$$

$$\text{- Poutres secondaires} \quad \tau_u = \frac{90.5 \times 10^3}{250 \times 375} = 0.96 \text{MPa.}$$

c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \tau_u^-$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times 25 / 1,5 ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 1.17 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0.96 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2V}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{3.75 \times V_u}{b f_{c28}} < a \leq 0.9d$$

Sens X :

$$V_u = 110.11 \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28} = 0.267 \times 250 \times 0.9 \times 375 \times 25 \times 10^{-3} = 563.20\text{KN}.$$

Sens Y :

$$V_u = 90.5 \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28} = 0.267 \times 250 \times 0.9 \times 375 \times 25 \times 10^{-3} = 563.20\text{KN}.$$

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art A.6.1, 3) :

$$\tau_{se} = \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrite à la section droite des barres .

Sens X :

$$3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = 20.72\text{cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{110.11 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 207.24} = 1.57\text{MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Sens Y :

$$6\text{HA}14 \longrightarrow \sum U_i = 26.37 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{90.5 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 263.7} = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se3}$$

Calcul de la longueur d'encrage (B.A.E.L Art : A.6.1, 221)

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times 0.6 \psi f_{t28}^2} = \frac{1.4 \times 400}{4 [0.6 (1.5)^2 \times 2.1]} = 49.38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times 0.6 \psi f_{t28}^2} = \frac{1.2 \times 400}{4 [0.6 (1.5)^2 \times 2.1]} = 42.32 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $(0.4 l_s)$ pour les barre a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm.}$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est de (40ϕ) en Zone II a)

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = 40 \times 1.56 \text{ cm} = 62.4 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

V.1.4. Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

En travée

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
	25.388	4.62	0.494	0.894	32.17	0.031	163.91	5.08	15	vérifiée

Tableau V.5. Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Aux appuis

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
	50.776	9.23	0.854	0.868	22.88	0.044	194.74	8.56	15	vérifiée

Tableau V.6. Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS.

En travée

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
	1.58	4.62	0.710	0.878	25.98	0.038	11.98	0.45	15	vérifiée

Tableau V.7. Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS.

Aux appuis

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
	3.161	6.88	1.054	0.858	20.21	0.049	16.47	0.80	15	Vérifiée

Tableau V. 8. Vérification du ferrailage des poutres secondaires Aux appuis à l'ELS.**Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 9.4\text{mm}$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8.5 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87\text{MPa}$$

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage

$$\text{d'armatures}). \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho} \quad ; \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Ms (KN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As (cm ²)	P	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f(mm)
	25.388	4250	10818.87	40	4.62	0.005	1.68	163.91	0.310	134546.08	97317.65	4.35

Tableau V. 9. Vérification de la flèche dans les poutres principales sens y-y

Niveaux	Ms (KN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f(mm)
	4.62	4700	10818.87	40	4.62	0.005	1.68	11.98	0	134546.08	148000.68	0.006

Tableau V.10. Vérification de la flèche dans les poutres secondaire sens x-x

Conclusion : la flèche est vérifiée

V.1.5. Calcul de l'armature transversale :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant

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

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$b_0 = 25\text{cm}$: largeur de la section du béton

$h : 40\text{cm}$: hauteur de la section du béton

$\phi_l : 14\text{cm}$: le plus grand diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{10}; 1.40; \frac{40}{25}\right)\text{cm}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4\left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4}\right) = 2.01\text{cm}^2$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier en $\phi = 8$ soit $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

A. Calcul des espacements :

L'espacement entre les cadres est comme suite :

Selon le B.A.E.L 91 Art (A.5.2 ,22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \iff S_t \leq \min(33.75; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 235}{25(0.95 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 47.235\text{cm}$$

Selon le RPA :

$$\text{Zone nodal (appuis)} : S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

- Poutre principale de (25×40) : $S_t = 10\text{cm}$
- Poutre secondaire de (25×40) : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante (travée) : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principale de $(25 \times 40) : S_t = 20cm$
- Poutre secondaire de $(25 \times 40) : S_t = 20cm$

B. Détermination de la zone nodale

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max \left\{ \frac{h_c}{6}, b_1, h_1, 60cm \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_c : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 51 ; 40 ; 25 ; 60cm \} = 60cm$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$: poutre secondaires.

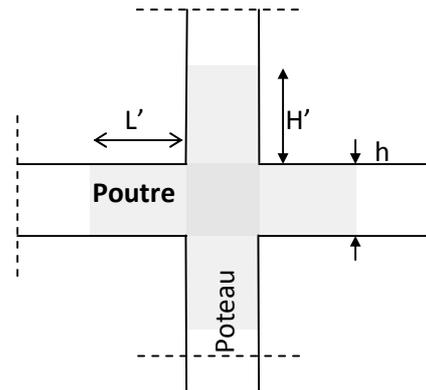


Fig.V.1 : délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

C. Armatures transversales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 25 = 1.5cm^2$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{\min} = 1.50cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D. Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

$\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.2.Ferrailage des poteaux :

V.2.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q+E$ → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois type de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.2.2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

Poteaux (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times bh$

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)

- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.2.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

A) Section entièrement tendue :

N : effort normal de traction.

C : centre de pression entre les armatures.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \times \left(\frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)}\right)$$

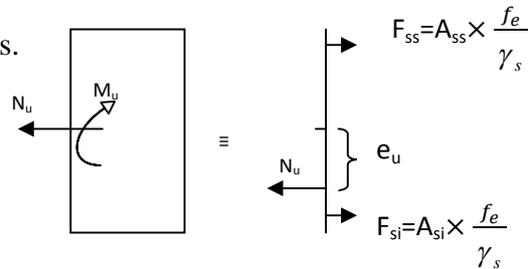


Figure V.2. Section entièrement tendue

$$A_{ss} = \left(N_u \times \frac{\gamma_s}{f_e}\right) - A_{si}$$

B) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

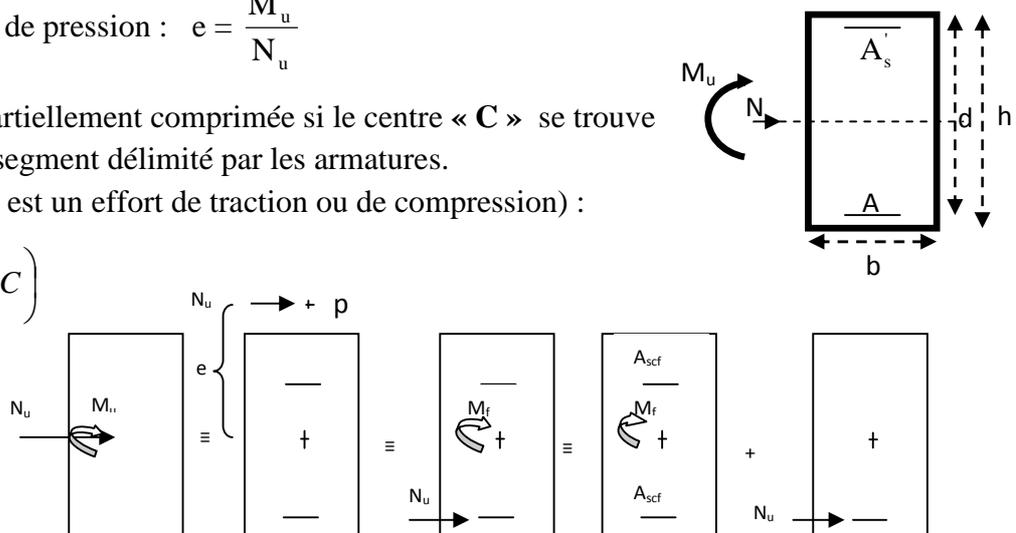


Fig V.3. SPC

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Et p ∉ noyau central ⇒ SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b = 1,5 et θ = 1 Pour fissuration durable

γ_b = 1,15 et θ = 0,85 Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

μ ≤ μ_ℓ = 0,392 ⇒ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

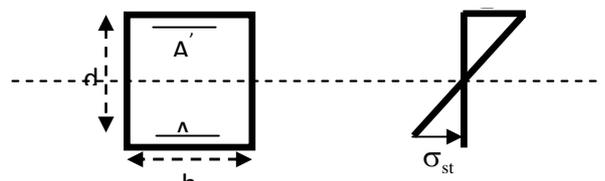
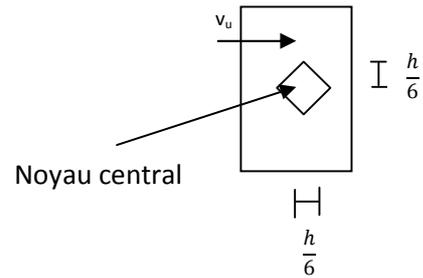
$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2^{ème} cas :

μ ≥ μ_ℓ = 0,392 ⇒ la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_f = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$



$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

C) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in$ noyau central \Rightarrow SEC

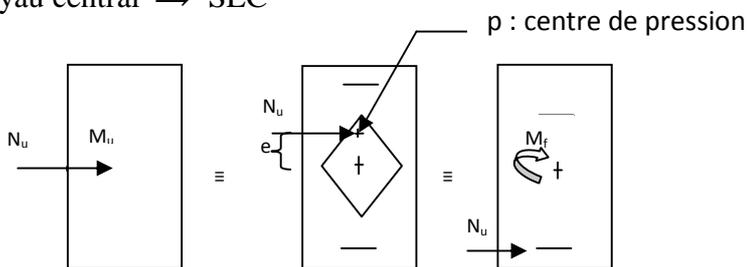


Fig V.4. section entièrement comprimée

Deux situations peuvent se présenter :

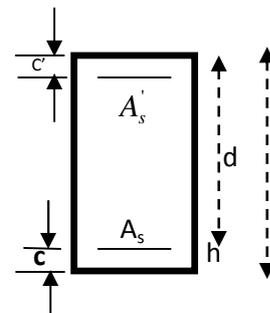
1^{er} situation :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$



$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

2^{ème} situation :

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul des sections d'acier est résumé dans les tableaux ci dessous :

Les résultats sont obtenues à l'aide du logiciel robot expert :

a) Sens X-X :

Niveau	Effort normal (KN)		Moment (KN.M)		Bxh (cm ²)	Obs	As(c m ²)	As'(c m ²)	Choix des barres	A adopté (cm ²)
	N ^{max}	N ^{min}	M ^{corr}	M ^{max}						
RDC, 1 ^{er} 2 ^{ém} et 3 ^{ème}	N ^{max}	1047.679	M ^{corr}	0.089	45x45		3.6	3.6	3HA14 + 3HA14	9.24
	N ^{min}	7.049	M ^{corr}	20.318			3.6	3.6		
	N _{cor}	770.776	M _{max}	21.8			3.6	3.6		
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	N ^{max}	567.904	M ^{corr}	0.037	40x40		3.2	3.2	3HA14 + 3HA14	9.24
	N ^{min}	3.082	M ^{corr}	11.216			3.2	3.2		
	N _{cor}	417.109	M _{max}	11.694			3.2	3.2		
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	N ^{max}	252.115	M ^{corr}	0.014	35x35		2.8	2.8	3HA12 + 3HA12	6.79
	N ^{min}	0.968	M ^{corr}	4.565			2.8	2.8		
	N _{cor}	184.908	M _{max}	4.575			2.8	2.8		

Tableau V.11.calcul des armatures longitudinales dans le sens x-x.

Ferrailage dans le sens x-x :

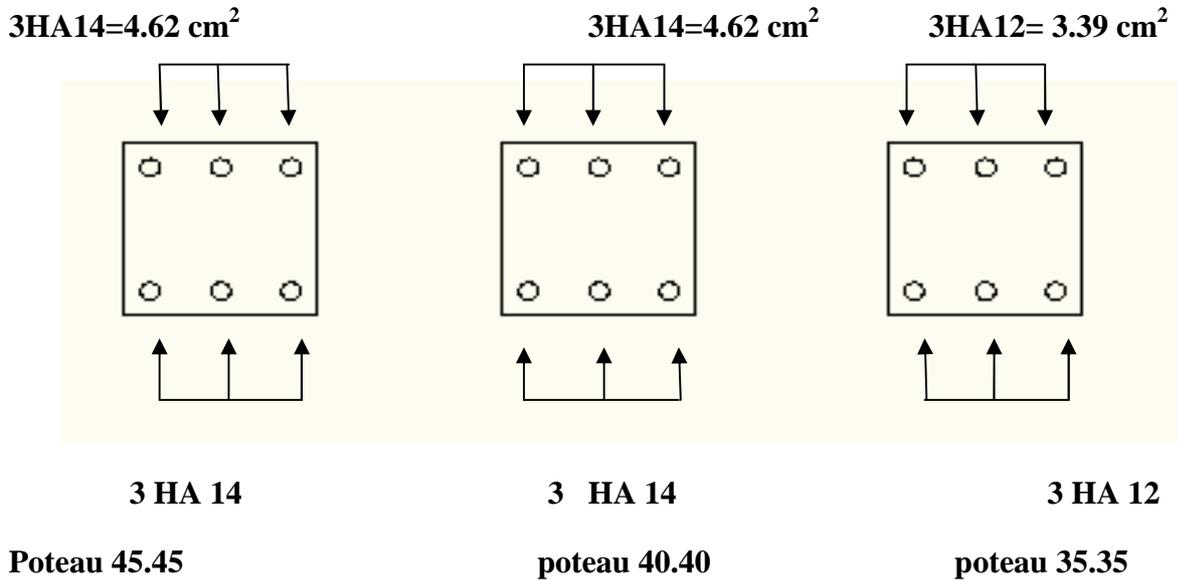


Fig V.5.ferrailage dans le sens x-x.

a) Sens y-y :

Niveau	Effort normal (KN)		Moment (KN.M)		Bxh (cm ²)	Obs	As(c m ²)	As'(c m ²)	Choix des barres	A adopté (cm ²)
	N ^{max}	N ^{min}	M ^{corr}	M ^{corr}						
RDC, 1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	N ^{max}	1047.679	M ^{corr}	-0.006	45x45		3.6	3.6	3HA14 + 3HA14	9.24
	N ^{min}	7.049	M ^{corr}	-1.171			3.6	3.6		9.24
	N _{cor}	976.590	M _{max}	-82.063			3.6	3.6		
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	N ^{max}	567.904	M ^{corr}	-0.003	40x40		3.2	3.2	3HA14 + 3HA14	9.24
	N ^{min}	3.082	M ^{corr}	0.765			3.2	3.2		
	N _{cor}	493.318	M _{max}	-50.254			3.2	3.2		
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	N ^{max}	252.115	M ^{corr}	0	35x35		2.8	2.8	3HA12 + 3HA12	6.79
	N ^{min}	0.968	M ^{corr}	-0.340			2.8	2.8		
	N _{cor}	165.155	M _{max}	20.921			2.8	2.8		

Tableau V.12.calcul des armatures longitudinales dans le sens y-y.

Ferrailage dans le sens y-y :

Poteau 45.45

poteau 40.40

poteau 35.35

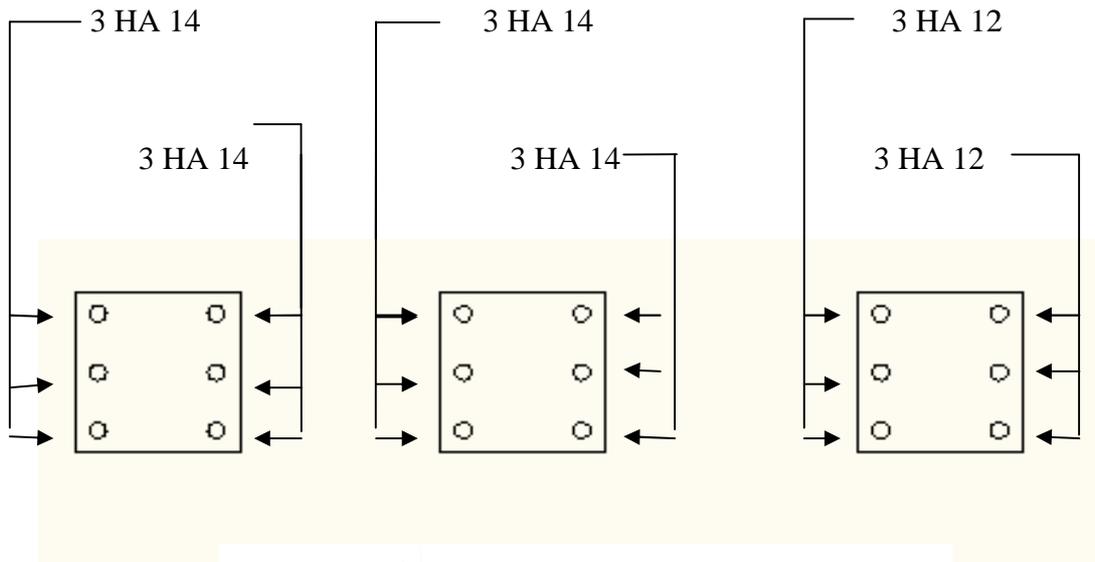


Fig V.6.schéma de ferrailage dans le sens y-y.

CONCLUSION :

	A adopté (cm ²)	Choix des barres	A min (cm ²)	obs	A adoptée	Choix des barres
45x45	12.32	8 HA 14	16.20	N'est pas vérifiée	18.72	4 HA14 + 4 HA20
40x40	12.32	8 HA 14	12.80	N'est pas vérifiée	14.20	4 HA14 + 4 HA16
35x35	9.05	8 HA 12	9.80	N'est pas vérifiée	10.68	4HA12 + 4HA 14

Tableau V.13.Section adopté finale.

V.2.2.3. Armatures transversales : (art 7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

V.2.3. Diamètre des armatures transversales : BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8**,
Donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

V.2.4 Espacement des armatures transversales :

- ◆ Selon le BAEL 91 Art A8.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec (a) : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- ◆ Selon le RPA 99 version 2003 Art 7.4.2.2

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de λ_g : BAEL 91 Art : B8.4.1

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Poteaux 45x45 (RDC l = 3.06 m) :

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707 L_0$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 0.0034 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0034}{0.45 \times 0.45}} = 0.13 \text{ m}$$

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.16}{0.13} = 16.61$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 34.52 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 53.418 \times 10^3}{45 \times 400} \times 8 = 59.35 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.59 \text{ cm}^2$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 53.418 \times 10^3}{45 \times 400} 10 = 74.19 \text{ mm}$$

$$A_t = 0.74 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ Soit deux cadre de $\phi 8$ pour tout les poteaux.

♦ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

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

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l^{\min} \right\} = \min \left\{ \frac{45}{2}; \frac{45}{2}; 10 \times 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{22.5; 22.5; 12\} = 12 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone courante

V.2.5. Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est données comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b$$

Poteaux (45×45) : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (40×40) : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (35×35) : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Longueur de recouvrement :

Pour le $\phi 20 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Remarque :

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins fragile.

➤ **Détermination de la zone nodale :**

Poteaux (45×45) cm²: (l= 3.06m)

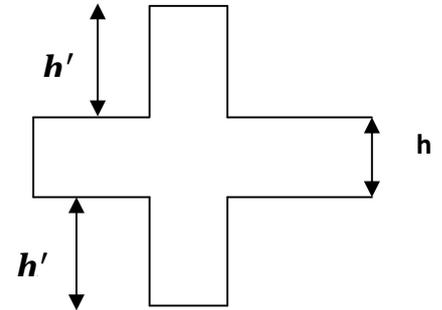
$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306-40}{6}, 45 ; 45 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (40×40) cm²: (l= 3.06m)

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306-40}{6}, 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (35×35) cm²: (l= 3.06m)

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \right) = \max \left(\frac{306-40}{6}, 35 ; 35 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

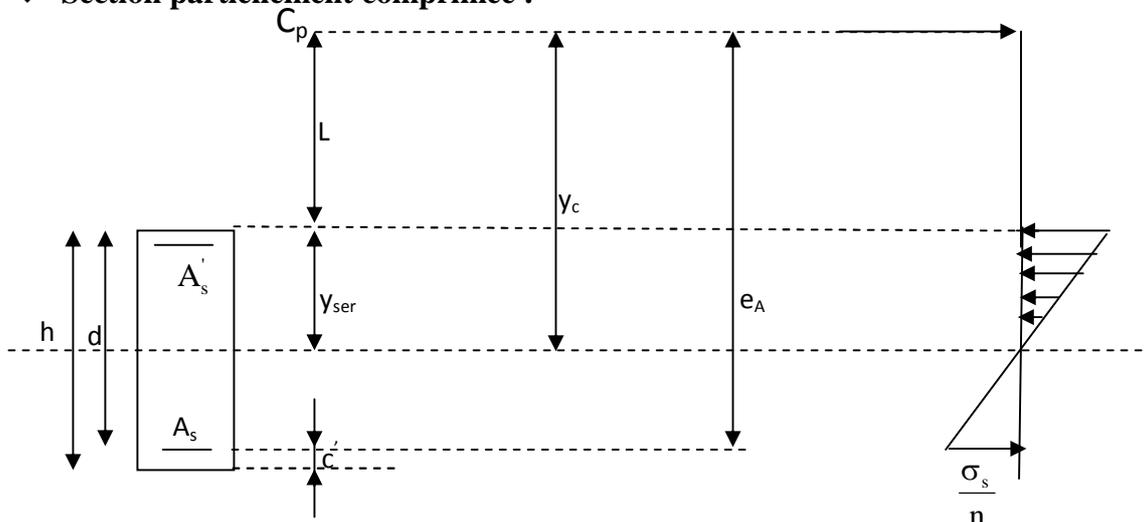
**Remarque**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

V.2.6 Vérification à l'ELS :**a) État limite de compression de béton**

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

❖ **Section partiellement comprimée :**

Position de centre de pression.

- Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.
- L : distance du centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} L < 0 & \text{si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section).} \\ L > 0 & \text{si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section).} \end{cases}$$

$$L < 0 \Rightarrow -L = e_A - d \Rightarrow L = d - e_A$$

$$L > 0 \Rightarrow L = e_A - d$$

$$y_{ser} = y_c + L$$

$$\text{tel que : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de : <<<

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3L^2 - \frac{90A'_s(L - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - L)$$

$$q = -2L^3 - \frac{90A'_s(L - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - L)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$, puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

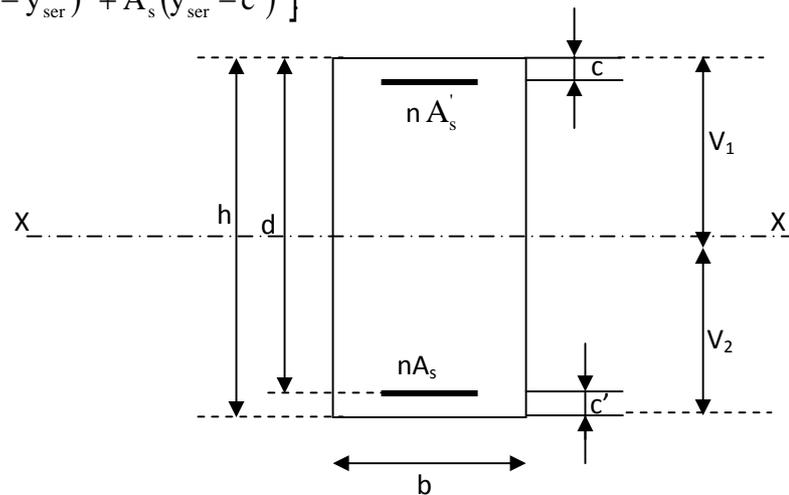
$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{P}{3 \times z}$$

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c'est à dire la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I}$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes sont données comme suite avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser}$$

$$\sigma_s = nK (d - y_{ser}) \quad \text{avec } n=15.$$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15 (A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0,5h - d') - A_s (d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A_s'(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{bs} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	section cm^2	A cm^2	N Kn	M $Kn.m$	σ_{bcs} Mpa	σ_{bci} Mpa	σ_{ss} Mpa	σ_{si} Mpa	$\overline{\sigma_{bc}}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Observation
RDC -3	45x45	3HA20 + 4HA14	763.727	0.065	3.6	3.6	53.8	0	15	348	c.v
			746.828	0.029	3.5	3.5	52.6	0	15	348	c.v
			763.	0.065	3.6	3.6	53.8	0	15	348	c.v
4 - 6	40x40	4HA16 + 4HA14	414.027	0.027	2.4	2.4	36.4	0	15	348	c.v
			400.516	0.002	2.4	2.4	35.5	0	15	348	c.v
			414.027	0.027	2.4	2.4	36.4	0	15	348	c.v
7-9	35X35	4HA14 + 4HA12	183.940	0.010	1.4	1.4	21.4	0	15	348	c.v
			173.432	0.010	1.3	1.3	20	0			
			183.940	0.010	1.4	1.4	21.4	0			

Tableau V.14.calcul des contraintes dans le sens x-x.

Niv	section cm^2	A cm^2	N Kn	M $Kn.m$	σ_{bcs} Mpa	σ_{bci} Mpa	σ_{ss} Mpa	σ_{si} Mpa	$\overline{\sigma_{bc}}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Observation
RDC -3	45x45	4HA20	763.727	-0.004	3.6	3.6	53.7	0	15	348	c.v
		+	746.838	-0.003	3.5	3.5	52.5	0	15	348	c.v
		4HA14	763.727	-0.004	3.6	3.6	53.7	0	15	348	c.v
4 - 6	40x40	4HA16	414.027	-0.002	2.4	2.4	36.6	0	15	348	c.v
		+	400.516	-0.001	2.4	2.4	35.5	0	15	348	c.v
		4HA14	414.027	-0.002	2.4	2.4	29.1	0	15	348	c.v
7-9	35x35	4HA14	183.940	0	1.4	1.4	21.1	0	15	348	c.v
		+	173.432	-0	1.3	1.3	19.9	0			
		4HA12	183.940	0	1.4	1.4	21.1	0			

Tableau V.15.calcul des contraintes dans le sens y-y.

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

b) Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Poteaux (45x45) :

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_2$	763.727	0.065	0.08	5.64	18.72

Poteaux (40x40):

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_2$	414.027	0.027	0.006	4.39	14.20

Poteaux (35x35):

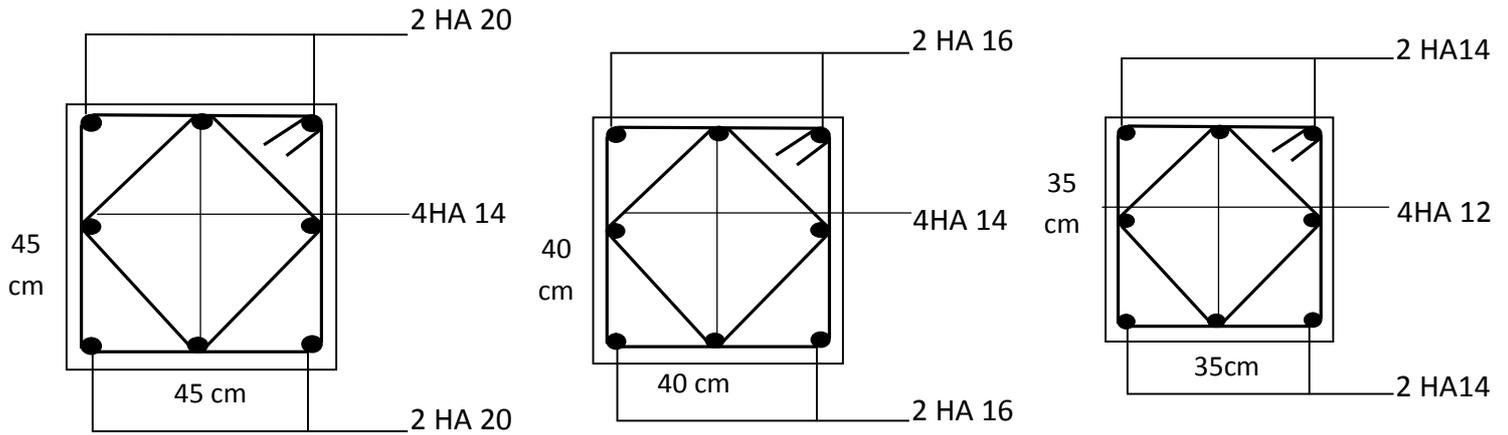
combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_2$	183.940	0.010	0.005	3.32	12.32

Remarque : la vérification de la condition de non fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les sections entièrement comprimées.

Conclusion :

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Le ferrailage adopté est comme suit :



❖ RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage.

❖ Du 4^{ème} au 6^{ème} étage.

❖ 7^{ème} au 9^{ème} étage.

Fig V.7. schéma de ferrailage des poteaux.

V.3.Ferrailage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

V.3.2.Ferrailage :

Les voiles sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

V.3.2.1. Méthode de calcul :

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

a) Excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

b) Calcul de la hauteur utile d :

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

a)- La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

b)- La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à

l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

c)- La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur l_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant (schéma 3).

c) La longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

B : Section du béton

I : Moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12}$

y : Bras de levier $y = L/2$

d) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

e) Ferrailage

A. Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

B. Armatures horizontale

• **Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)**

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
- ✓ $A_H \geq 0.15\%B$
- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- **Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

D. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

F. Espacement

Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieure à la plus petite de deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad a: \text{épaisseur du voile}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm

G. Longueur de recouvrement

Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003

Elle doit être égale à :

40ϕ pour les barres situés dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible

20ϕ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.3. Vérifications :

A. Exigence de RPA

Zone tendue : $A_t \geq 0.2\%bL_t$ (Art 7.7.4.1)

Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\%B$ (Art 7.7.4.2)

Zone courante :

On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

B. Exigence du BAEL

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

V.3.4. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec

N_s : effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} \text{ avec } T = 1.4 T_u$$

b : épaisseur de voile

d : hauteur utile ($d=0.9h$) h : hauteur de la section brute.

- **D'après le BAEL91** Art A.5.1.1

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times 0.9L}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3}$$

❖ **Exemple de calcul :**

ZONE I : RDC (cas sismique) (voile T6)

$$L = 1.40 \text{ m}$$

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$B = 0.28 \text{ m}^2$$

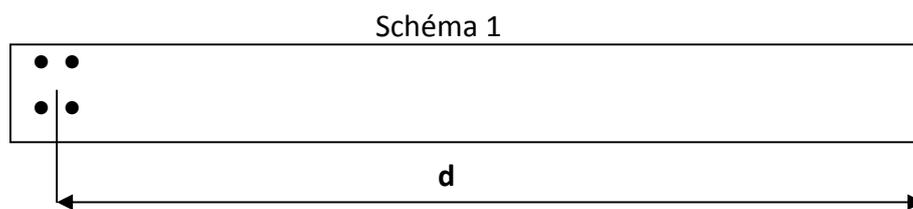
$$I = 0.313 \text{ m}^4$$

$$N_u = -90.309 \text{ kN (effort de compression)}$$

$$M_u = 235.122 \text{ kN.m}$$

La hauteur utile d :

- ❖ **1^{er} cas:** il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).



▶ $d = 140 - (5+4) = 131 \text{ cm}$

1) Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{235.122}{90.309} = 2.60 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est entièrement comprimée.

2) Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{90.309}{0.28} + \frac{235.122 \times 0.59}{0.313} \right) \times 10^{-3} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{90.309}{0.28} - \frac{235.122 \times 0.59}{0.313} \right) \times 10^{-3} = -0.12 \text{ MPa}$$

3) Calcul de la longueur de zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{0.76 \times 1.40}{0.76 + 0.12} = 1.20 \text{ m}$$

4) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 235.122 + 90.309(1.31 - 0.7) = 290.21 \text{ kN.m}$$

5) Ferrailage du voile**A. Armatures verticales**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{290.21 \times 10^3}{20 \times 131^2 \times 21.74} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

Donc $\beta = 0.981$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{290.21 \times 10^3}{0.981 \times 131 \times 400} - \frac{90.309 \times 10}{400} = 3.39 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA14 = 6.16 cm²**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad a: \text{épaisseur du voile}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- Armatures verticales de la zone courante :**

$$A_c = 0.10\% \times Bc$$

Longueur de la zone courante :

$$L_{courante} = L_1 - 2(L_1/10) = 112 \text{ cm}$$

Avec Bc = la section de la zone courante.

$$B_c = 1.12 \times 0.2 = 0.224 \text{ m}^2.$$

$$A_c = 0.10\% \times B_c = 0.001 \times 2240 = 2.24 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times (6\text{HA}12)$ espacement = 20 cm

$$A_{\text{adopté}} = 12 \text{ HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

- **Section totale des armatures tendues :**

$$A_t = 4\text{HA}14 + 2 \times 6\text{HA}12 .$$

$$A_t = 19.73 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale pour la zone tendue**

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$$A_{\text{min}} = 0.2\% b L_t = 0.002 \times 20 \times 109 = 4.36 \text{ cm}^2$$

A_{MIN} inférieure à A_s Condition vérifiée.

- **Section minimale dans tout le voile** (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003)

$$A_{\text{min}} = (0.15\% B) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A_v = 35.56 \text{ cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

La section totale adoptée est de **35.56 cm²**

on opte (8 HA14 + 24 HA12) = 39.46 cm² .

A. Armature horizontale

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_{v \text{ ad}}}{4} ; 0.15\% B \right) = \max(9.86 ; 4.5) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_H = 2 \times 10\text{HA}12 = 22.62 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 30 \text{ cm}$

B. Armature transversale

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

6) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{2627.27 \times 10^3}{0.72 \times 10^6 + 15 \times 39.46 \times 10^2} = 1.99 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 1.99 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

7) Vérification de la contrainte de cisaillement

A. D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times (130) \times 10^3}{20 \times 131 \times 10^2} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B. D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{130 \times 10^3}{20 \times 131 \times 10^2} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.49 \leq \bar{\tau}_u = 4.75 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

Les résultats des ferrailages des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

- Voile T2 suivant le sens y-y :

		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristique Géométrique	L (m)	1.5	1.5	1.5
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0.313	0.313	0.313
	V= V' = L/2	0.75	0.75	0.75
solicitations de calcul	M (KN)	-17.871	-16.577	-11.721
	N(KN)	-1322.781	-849.281	-457.734
	T(KN)	11.252	10.385	7.952
	σ _{max} (MPa)	4.45	2.87	1.55
	σ _{min} (MPa)	-4.36	-2.79	-1.49
	Nature de section	SPC	SPC	SPC

	M (KN)	758.191	492.17	268.05
	L_t(m)	0.76	0.76	0.76
	L_c	0.73	0.73	0.73
	d(m)	1.31	1,31	1,31
	U	0.102	0.066	0.036
	B	0.946	0.966	0.982
ferrailage	A_{fi}(cm²)	18	12	6.23
	A_{tmin} (cm²)	3.04	3.04	3.04
	obs	c.v	c.v	c.v
	Choix des barres dans la zone tendue .	4HA16 (e=10) + 2 x 4HA14	4HA14 (e=10) + 2 x 4HA12	4HA12 (e=10) + 2 x 4HA12
	Espacement (cm)	15	15	15
	A_t adopté(cm²)	20.36	15.21	13.57
	A_v (cm²)	37.64	28.15	24.88
	A_v MIN (cm²)	4.5	4.5	4.5
	obs	C.V	C.V	C.V
	A_h (cm²)	9.41	7.03	6.22
	Choix des armatures	2X10HA12 =22.62cm² e= 30cm	2X10HA12 = 22.62 cm² e= 30cm	2X10HA12 = 22.62 cm² e= 30cm

Vérifications	N_s (KN)	-1109.355	-753.318	-430.519
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	3.11 (c.v)	2.20 (c.v)	1.27 (c.v)
	$\tau_u = 4.75$ MPa	0.042 (c.v)	0.039(c.v)	0.030 (c.v)
	$\tau_b = 5$ MPa	0.060 (c.v)	0.055 (c.v)	0.042 (c.v)

Tableau V.16.calcul de sollicitation.

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

VI. Etude de l'infrastructure :

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

❖ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

❖ **Choix du type de fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

VI.2. Dimensionnement :**a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

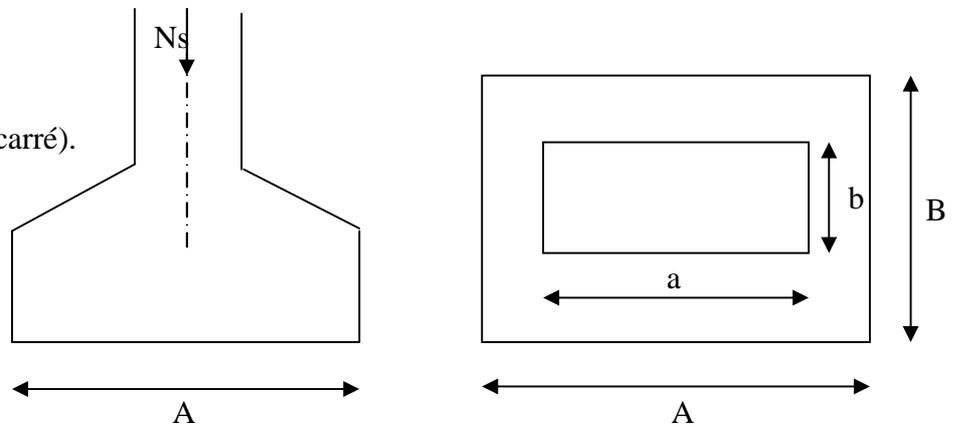


Fig. VI.1. Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 788.136 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.30 \text{ m}$$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :**➤ Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec :

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

- **Sens longitudinal :**

voile	Ns(KN).356	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	744.356	1	3.72	3.72
VL2	740.157	1	2.35	2.35
VL3	721.917	1	3.60	3.60
VL4	717.853	1	3.59	3.59
VL5	141.984	1.55	0.71	1.10

Tableau. VI.1. Dimensionnement de la semelle dans le sens longitudinal

- **Sens transversal :**

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m ²)
VT1	986.855	1.4	3.52	4.93
VT2	1051.838	1.4	3.756	5.258
VT3	958.708	1.4	3.42	4.788
VT4	964.439	1.4	33.44	4.816
VT5	1565.41	2.25	3.478	7.82
VT6	1564.689	2.25	3.477	7.82
VT7	1045.48	1.6	3.267	5.202
VT8	1045.48	1.6	3.265	5.225
VT9	1104.4	1.6	3.451	5.522
VT10	1109.355	1.6	3.466	5.540

Tableau. VI.2. Dimensionnement de la semelle dans le sens transversal

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 14.36 + 56.92 \Rightarrow S_v = 71.28 \text{ m}^2$$

➤ **Semelles filantes sous poteaux :**

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.
 Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire
 $q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$ $q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$ $q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	N _{Tot} (KN)	M(KN.m)	e _i	N × e _i	(N × e _i) _{Tot}
C1	788.136	3824.144	0.03	8.35	6580.93	490.109
C2	776.694		0.023	4.25	3300.949	
C3	764.830		0.031	0	0	
C4	752.966		0.031	-4.25	-3200.10	
C5	741.518		0.025	-8.35	-6191.67	

Tableau VI.3. Calcul de la sollicitation dans le portique transversal.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{490.109 + 2.20}{3824.144} = 0.128m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0,16 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,99 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3824.14}{16.7} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.128}{16.7}\right) = 218.45 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3824.14}{16.7} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.128}{16.7}\right) = 239.52 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3824.14}{16.7} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.128}{16.7}\right) = 234.255 \text{ KN / ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{234.255}{200} = 1.20m$$

Donc on opte pour **B = 1.40 m.**

On aura : **S1 = 1.40×16.7 = 23.38 m² et s2=1.40×8.50=11.9**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (23.38 \times 6) + (11.9 \times 2) = 164.08 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 164.08 + 71.28 = 235.36 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 395.11 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{235.36}{395.11} \times 100 = 59.56 \% \quad \text{Donc : } S_t > 50 \% S_{bat}$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.25\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,84m, \text{ On prend } h = 1 \text{ m.}$$

❖ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = 425/20 = 21.25 \text{ cm avec un minimum de 25cm}$$

Soit $h_d = 25$ cm

❖ Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 100 \text{ cm.} \quad \text{et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 100$ cm (hauteur de la nervure)

$h_d = 25$ cm (hauteur de la dalle)

$b_n = 50$ cm (largeur de la nervure)

VI.3.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

a) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 58358.863 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 42541.616 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{58358.863}{1,33 \times 200} = 219.39 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{42541.616}{200} = 212.70 m^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 219.39 m^2$$

$$S_{bat} = 395.11 m^2 > S_{rad} = 219.39 m^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 60 \text{ cm}$.

$$S_{deb} = 87.2 \times 0,6 = 52.35 m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 395.11 + 52.32 = 447.43 m^2$

VI.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

- **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 447.43 \times 25 \times 25 = 279.64 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures sens x-x :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,50 \times (1 - 0,25) \times (26.9 \times 3 \times 25) + 0,50 \times (1 - 0,25) \times (20.7 \times 2 \times 25) = 1144.68 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures sens y-y :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,50 \times (1 - 0,25) \times (16.7 \times 6 \times 25) + 0,50 \times (1 - 0,25) \times (8.5 \times 2 \times 25) = 1098.75 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{ner} = (1144.68 + 1098.75) / (25 \times 0.75) = 119.64 m^2$$

$$P_{TVO} = [447.43 - 119.64] \times (1 - 0,25) \times 17 = 4179.32 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (447.43 - 119.64) \times 0,1 \times 25 = 819.475 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 7242.225 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge du radier : $Q = 3,5 \times 447,43 = 1566 \text{ KN}$

VI.3.4. Combinaison d'actions :**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = N_{u \text{ bat}} + N_{u \text{ radier}}$$

$$N_{u \text{ radier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(7242,225) + 1,5(1566) = 12126 \text{ KN}$$

$$N_{u \text{ tot}} = 12126 + 58358,863 = 70484,86 \text{ KN}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{s \text{ total}} = N_{s \text{ bat}} + N_{s \text{ radier}}$$

$$N_{s \text{ radier}} = G + Q = 7242,225 + 1566 = 8808,225 \text{ KN}$$

$$N_{s \text{ total}} = 8808,225 + 42541,616 = 51349,84 \text{ KN}$$

VI.4. Vérifications :**VI.4.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{70484,86 \times 1}{447,43} \times \frac{4,25}{2} = 334,75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{334,75}{1 \times 0,225} = 1487,77 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1,487 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,487 < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.2. Vérification à l'effort sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P_t \geq \alpha \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot z$$

Avec :

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($w = 10 \text{ KN/m}^3$).

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$),

$$P_t = G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 36357,071 + 7242,225 = 43599,29 \text{ KN}$$

$$P_t = 43599,29 \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot z = 1,5 \times 447,43 \times 10 \times 1 = 6711,45 \text{ Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

VI.4.3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \left(\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau aussi pour le voile.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

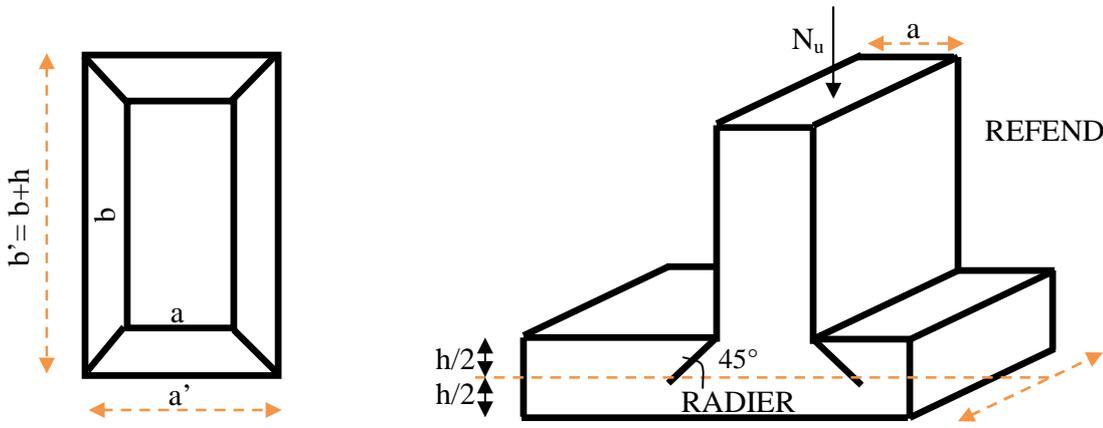


Figure. Périmètre utile des voiles et des poteaux

b

Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) = 5.8 m$$

$$N_u = 1081.313 KN \quad \text{l'effort normal maximum (poteau C11)}$$

$$\left(\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) = \left(\frac{0.07 \times 5.8 \times 1 \times 25000}{1.5} \right) = 6766.66 KN$$

$$N_u = 1081.313 KN < 6766.66 KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + (2 \times h)) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 1)) = 6.4 m$$

$$N_u = 2147.187 KN$$

$$\left(\frac{0.07 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} \right) = 7466.67 KN$$

$$N_u = 2147.187 KN < 7466.67 KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Y' a pas de risque de poinçonnement

VI.4.4. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0x} = 78642.73 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 3862.781 \text{ KN}$$

$$M_x = 78642.73 + 3862.781 \times 1 = 82504.73 \text{ KN m}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0y} = 81992.57 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 4061.879 \text{ KN}$$

$$M_y = 81992.57 + 4061.879 \times 1 = 86054.44 \text{ KN m}$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

$h = 1.00 \text{ m}$: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

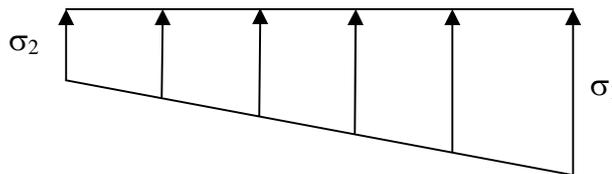


Figure VI.2. Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Les inerties : suivant les axes principaux de l'étude sismique.

VI.4.5. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

a- centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.85m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.95m$$

b- Moment d'inertie du radier

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = \sum (I_i + S_i d_i^2).$$

Avec : I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

d_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

Les résultats de calcul sont comme suit :

$$I_{yy} = 14872.9m^4$$

$$I_{xx} = 10747.35m^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

➤

- **l'ELU:** $M_x = 82504.73 \text{ KN m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{70484.86}{447.43} + \frac{82504.73}{14872.9} \times 14.85 = 239.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{70484.86}{447.43} - \frac{82504.73}{14872.9} \times 14.85 = 75.16 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 239.90 + 75.16}{4} = 198.71 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **l'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{51349.84}{447.43} + \frac{82504.73}{14872.9} \times 14.85 = 197.137 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{51349.84}{447.43} - \frac{82504.73}{14872.9} \times 14.85 = 32.39 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 197.137 + 32.39}{4} = 155.95 \text{ KN/m}^2 ; \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal : l'ELU:** $M_y = 86054.44 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{70484.86}{447.43} + \frac{86054.44}{10746.35} \times 8.95 = 229.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{70484.86}{447.43} - \frac{86054.44}{10746.35} \times 8.95 = 85.86 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 229.19 + 85.86}{4} = 193.35 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 193.35 < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 266 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **l'ELS:** $M_y = 86054.44 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{51349.84}{447.43} + \frac{86054.44}{10747.35} \times 8.95 = 186.422 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{51349.84}{447.43} - \frac{86054.44}{10747.35} \times 8.95 = 43.1 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 186.422 + 43.1}{4} = 150.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 150.59 < \overline{\sigma_{sol}} = 200 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI .5. Ferrailage du radier :**VI.5.1. Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

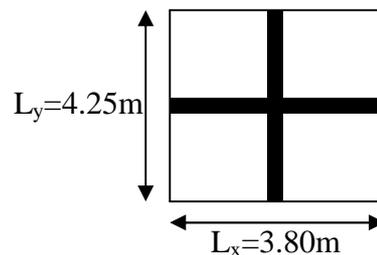
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VI.5.1.1. Identification du panneau :

$$L_x = 3.8 \text{ m} ; L_y = 4.25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.25} = 0.89$$

$0,4 \leq \rho = 0.89 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaillera dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{L'E.L.U : } \sigma_m^{\max} = 198.71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{um} = (\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1\text{m} = (198.71 - \frac{7242.225}{447.43}) \times 1\text{m} = 182.52 \text{ KN/ml}$$

$$\text{L'E.L.S : } \sigma_m^{\max} = 155.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{sm} = (\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1\text{m} = (155.95 - \frac{7242.225}{447.43}) \times 1\text{m} = 139.76 \text{ KN/ml}$$

VI .5.1.2. Calcul a' L ELU :

$$q_u = 182.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0468 \\ U_y = 0,759 \end{cases}$$

VI .5.1.3. Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_{um} \times (l_x)^2 = 0.0468 \times 182.52 \times (3.80)^2 = 123.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0.759 \times 123.34 = 93.61 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de ce panneau de dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

VI .5.1.4. Ferrailage dans le sens x - x :

➤ Aux appuis :

$$M_a = -0,5M_{0x} = -0.5 \times 123.34 = -61.67 \text{ KN.m}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{61.67 \times 10^6}{1000 \times (220)^2 \times 14,2} = 0.090 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,090 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{61.67 \times 10^3}{0.953 \times 22 \times 348} = 8.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 16 = 12.05 cm² / ml

Avec : S_t = 20 cm (chaque 1m)

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 123.34 = 92.505 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{92.505 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0.134 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,134 \rightarrow \beta = 0.928 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{92.505 \times 10^3}{0.928 \times 22 \times 348} = 13.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 20 = 18.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm (chaque 1m)}$$

VI .5.1.5. Ferrailage dans le sens y - y :

➤ Aux appuis :

$$M_a = (-0,5) \times 93.61 = -46.805 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.805 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0.068 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46.805 \times 10^3}{0.965 \times 22 \times 348} = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 12 = 6.77 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 93.61 = 70.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70.20 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0.102 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.102 \rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{70.20 \times 10^3}{0,946 \times 22 \times 348} = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 16 = 12.06 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VI .6.Vérification :**VI. 6.1.Vérification de non fragilité du béton :**

$$A_x^{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = \frac{100 \times 25(3 - 0.89)0.0008}{2} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 2.11 \text{ cm}^2.$$

Sens xx :

$$A_s^a = 12.05 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.23 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 18.84 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.23 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures parallèles au grand coté (l_y) :

$$A_y^{\min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$A_s^a = 6.77 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI .6.2. Espacement des armatures :**Sens x-x :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h = 75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4h = 100 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI .6.3.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \tau = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 [MPa] \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = \frac{q \times l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{182.52 \times 3.80 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 220} = 1.57 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

VI .7. Calcul a LELS :

$$q_s = 139.76 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0468 \\ U_y = 0,759 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{0x} , M_{0y} .

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0468 \times 139,76(3,80)^2 = 94,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,759 \times 94,45 = 71,68 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_{sa} , M_{st} dans les sens.

Sens xx :

$$M_a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 94,45 = -47,225 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 94,45 = 70,84 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 71,68 = -35,84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 71,68 = 53,76 \text{ KN.m}$$

VI .7.1. Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\rho_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	Ms	A _(ELU)	ρ_1	K ₁	B ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
X- X	Appuis	47.225	12.05	0.554	30.04	0.889	200.38	6.67	15	vérifié
	Travée	70.84	18.84	0.865	22.88	0.868	196.90	8.60	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	35.84	6.77	0.307	42.47	0.913	263.56	6.20	15	Vérifié
	Travée	53.76	12.06	0.542	30.45	0.890	227.66	4.47	15	vérifié

Tableau VI.4.Vérification des contraintes dans le béton.

VI .8. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

➤ Sollicitation de calcul

○ A l'ELU :

$$P_u = 182.52 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-182.52 \times (0.6)^2}{2} = -32.85 \text{ KNm}$$

○ A l'ELS :

$$P_s = 139.76 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-139.76 \times (0.6)^2}{2} = -25.156 \text{ KNm}$$

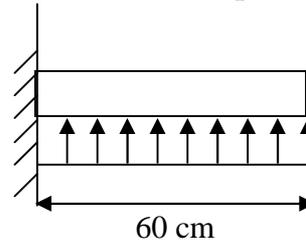


Fig VI.4.Schéma statique du débord

VI.8.1. calcul des armatures :

$$b=1\text{m}; d=22\text{cm}; f_{bc}=14.2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{32.85 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.046 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.046 \rightarrow \beta_u = 0.976$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{32.85 \times 10^3}{0.976 \times 22 \times 348} = 4.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 4.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vue que les armatures du débord sont inférieures à celle du tablier ; et pour une meilleure disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferrailage dans les deux sens.

Sens x-x :

$$\text{Soit : } 6\text{HA}20 = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Sens y-y :

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VI .8.2. Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal : $18.84 \text{ cm}^2 > 2.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Sens transversal : $12.06 \text{ cm}^2 > 2.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

VI.8.2.1. Calcul de l'espacement :

C'est le même espacement que celui du tablier.

$St = 20 \text{ cm}$ dans les sens.

VI.8.2.2. Vérification à l'ELS :

❖ Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ_1	K_1	β_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
x-x	Travée	25.156	18.84	0.865	22.88	0.868	69.92	3.05	15	vérifié
y-y	Travée	25.156	12.06	0.542	30.45	0.890	106.53	3.49	15	vérifié

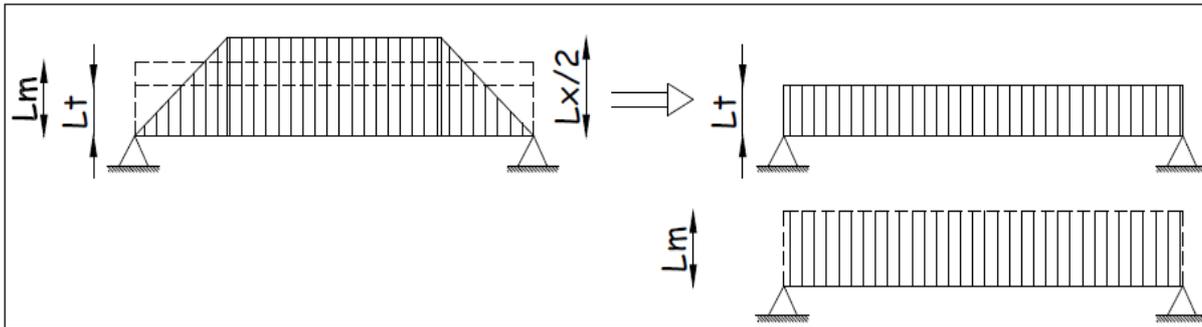
Tableau VI.5.Vérification des contraintes dans le béton a ELS

VI .9. Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol ; qui se transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

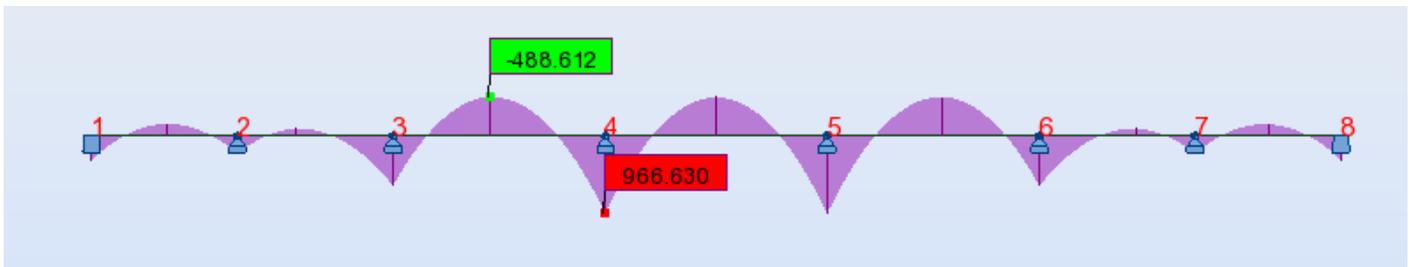
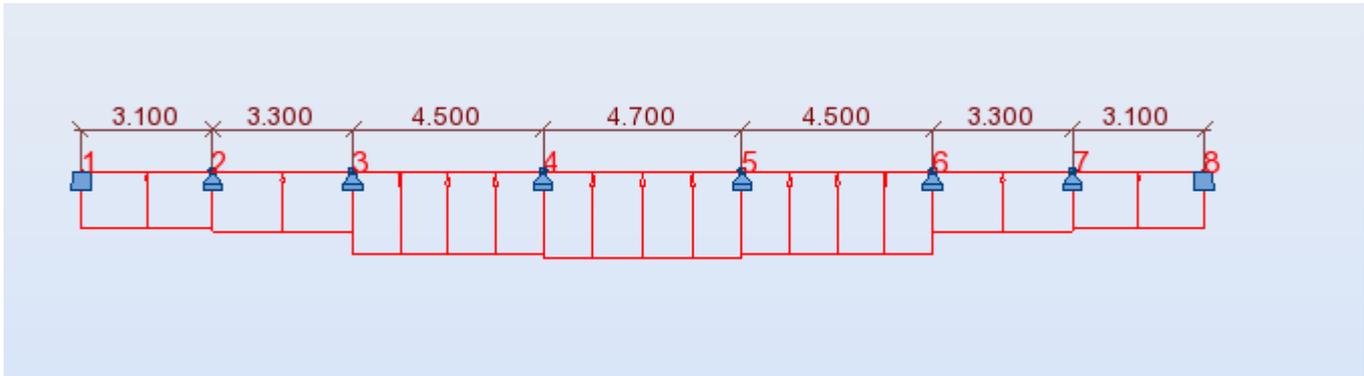
Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

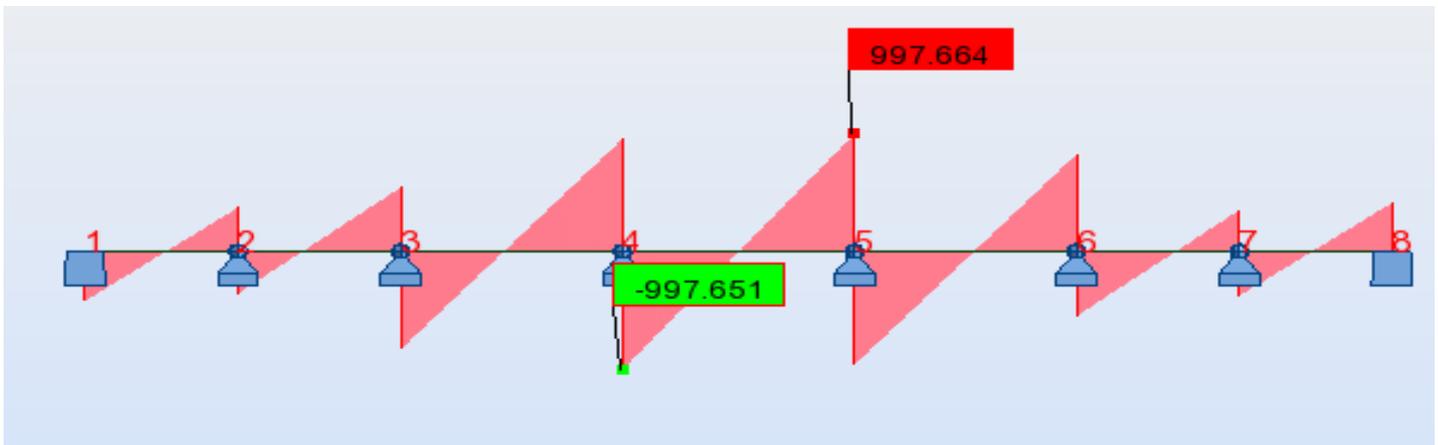
Cas de chargement trapézoïdal :**Figure VI.5: Présentation des chargements simplifiés.**

- Détermination des efforts :

ELU :



FigVI.6.Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



FigV.7 . Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➤ Sens longitudinal X-X :

$$M_a^{\max} = 966.612 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = -488.612 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$\mu_x = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{966.612 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.144 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.116 \Rightarrow \beta = 0.922$

$$A_{ax} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{966.63 \times 10^2}{0.922 \times 97 \times 34.8} = 31.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA25FIL + 4HA25chap = 38.72 \text{ cm}^2 / ml$$

En travée :

$$\mu_x = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{488.612 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{348.612 \times 10^2}{0.969 \times 97 \times 34.8} = 11.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA20fil = 12.56 \text{ cm}^2 / ml$$

ELS :

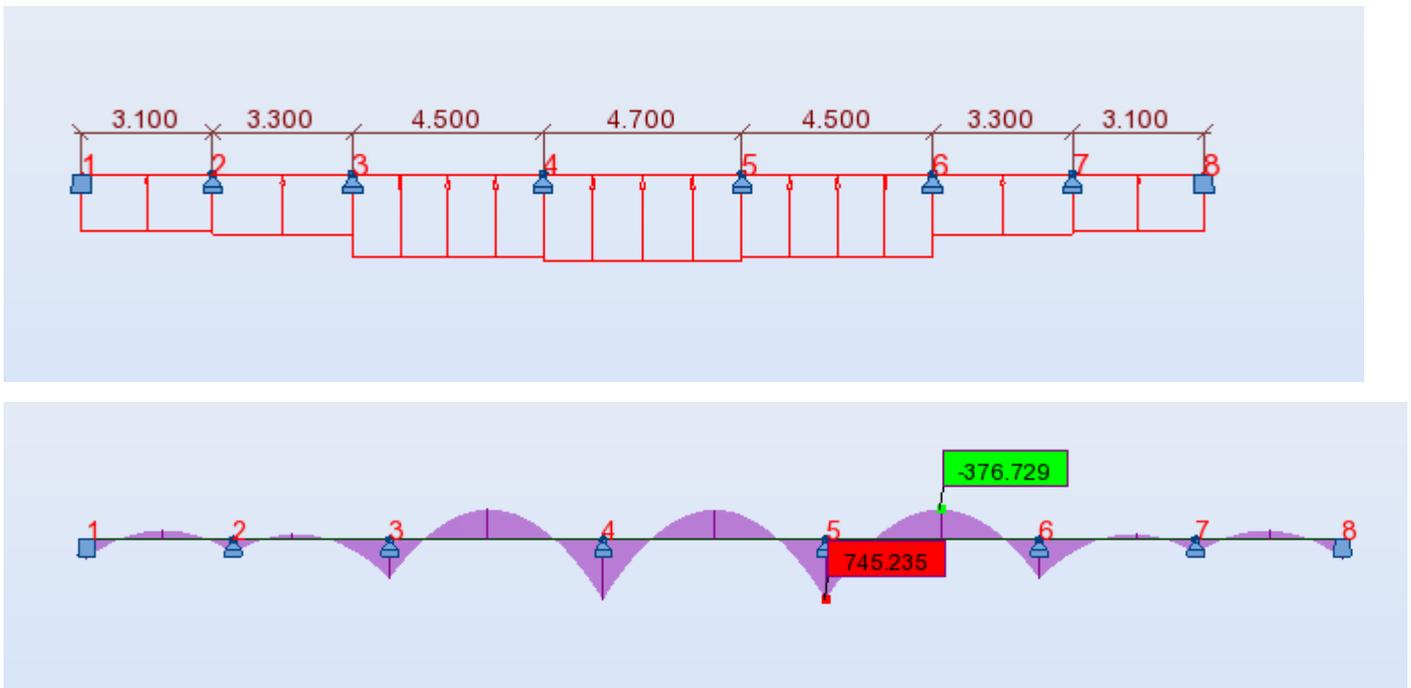
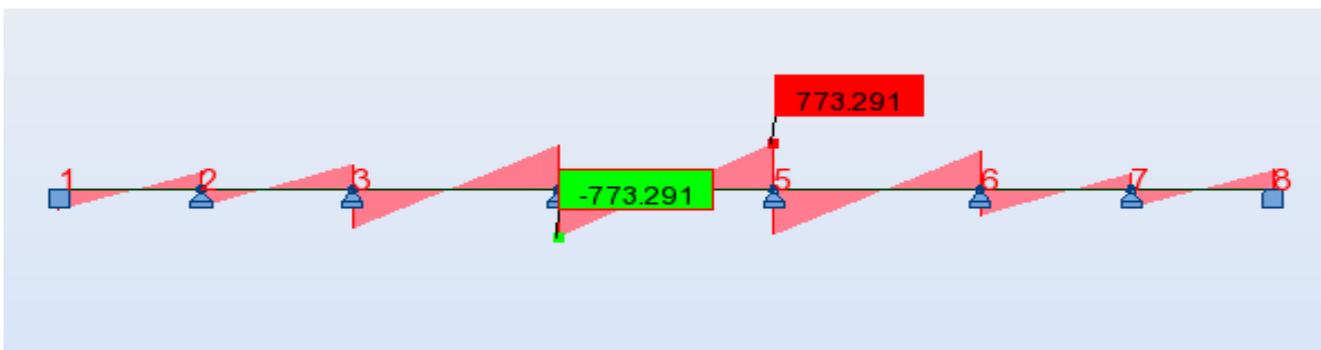


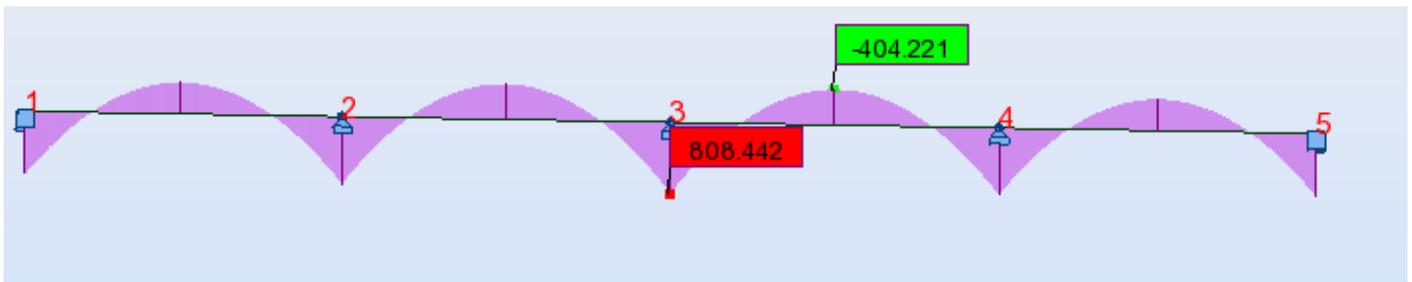
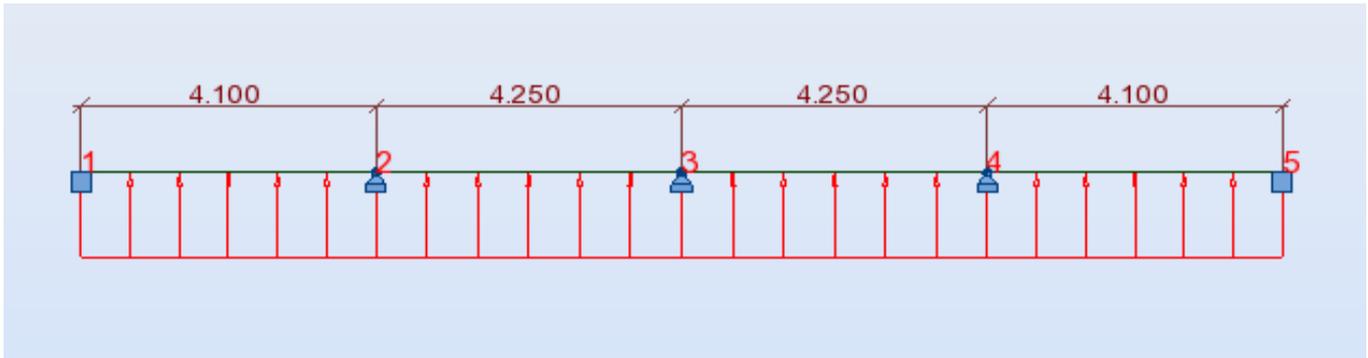
Fig.VI.8:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S



FigVI.9 . Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

- Détermination des efforts :

ELU :



FigVI.10. Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

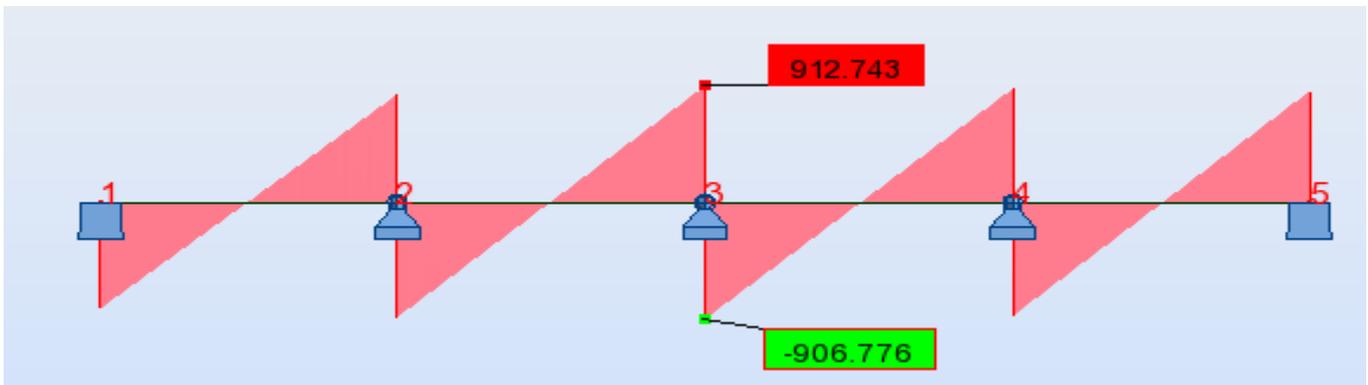


Fig.VI.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➤ Sens transversal suivant y-y :

$$M_a^{\max} = 808.442 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 404.221 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{808.442 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.120 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.120 \Rightarrow \beta = 0.936$

$$A_{ay} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{808.442 \times 10^2}{0.936 \times 97 \times 34.8} = 25.58 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA20_{fil} + 4HA20_{fil} + 2HA16_{chap} = 29.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En travée :

$$\mu_y = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{404.221 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_y = 0.086 \Rightarrow \beta = 0.969$

$$A_{ty} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{404.221 \times 10^2}{0.969 \times 97 \times 34.8} = 12.35 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA20_{fil} + 4HA20_{fil} = 25.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

ELS :

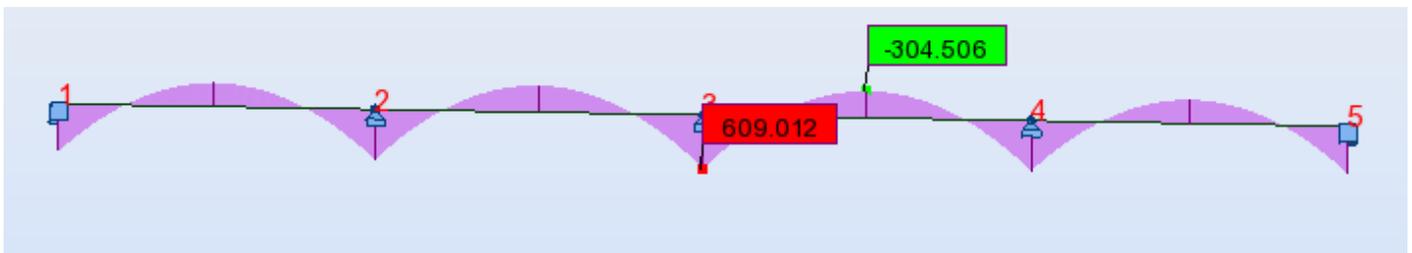
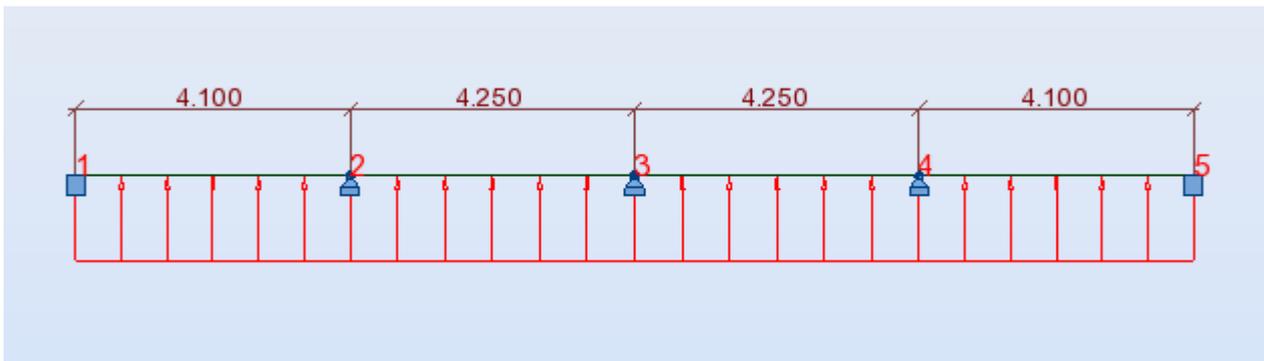


Fig.VI.12.Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

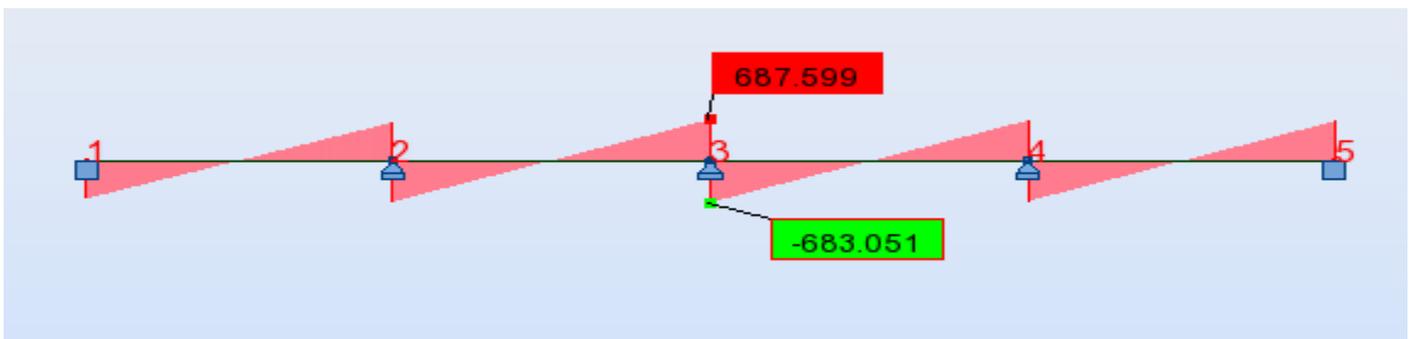


Fig.VI.13 . Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

VI.9.2.Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 100 \times 2.1}{400} = 6.0375 \text{ cm}^2$$

- **Sens longitudinal x-x :**

En travée: $A_u = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 38.72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- **Sens transversal suivant y-y :**

En travée : $A_u = 25.12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 29.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)**

Sens X-X :

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{997.664 \times 10^3}{500 \times 970} = 2.05 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 2.05 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$condition vérifiée

Sens Y-Y :

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{912.743 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.88 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.88 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$condition vérifiée

VI. 9.2.1.Armatures transversales :

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{100}{4}, 12 \times 2\right) = \min(25 \text{ cm}, 24 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

soit : $S_t^{\max} = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante**

$$S_t^{\max} \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) = (28,57 ; 50 ; 20)$$

Soit 10mm

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Zone courant :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

VI.9.2.3. Vérification a l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **Sens longitudinal x-x**

En travée: $\mu_x = 0.072 \Rightarrow \alpha = 0.0935$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{488.621}{376.729} = 1.29$$

$$\alpha = 0.0935 \leq \frac{1.29 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\mu_x = 0.144 \Rightarrow \alpha = 0.1953$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{966.63}{745.235} = 1.29$$

$$\alpha = 0.1953 \leq \frac{1.29 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.395 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal suivant y-y :**

En travée: $\mu_y = 0.086 \Rightarrow \alpha = 0.1126$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{404.22}{304.5} = 1.32$$

$$\alpha = 0.1126 \leq \frac{1.32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\mu_x = 0.120 \Rightarrow \alpha = 0.1603$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{808.44}{609.01} = 1.32$$

$$\alpha = 0.1603 \leq \frac{1.32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire

VI.9.2.4. Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 100} = 3 \Rightarrow 1.5 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{parois}$

VI.10. Ferrailage du débord : Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longue

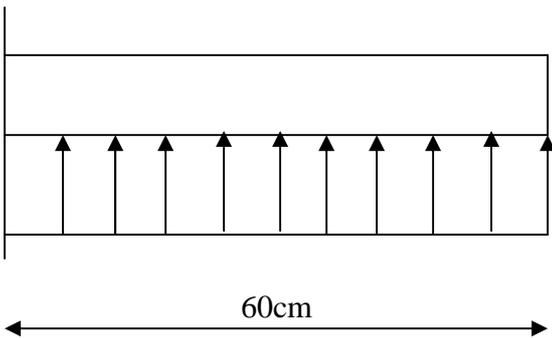


Fig.VI.14 : Schéma statique du débord.

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres. Ainsi, Son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis et des poutres.

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	chargement	l_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1-2	1	3.10	4.25	0.73	triangle	1.02	0.77	173.34	130.58	176.8	353.6	133.19	266.38	133.47	266.94	100.54	201.08
	2	3.10	4.25	0.73	triangle	1.02	0.77	173.34	130.58	176.88		133.19		133.47		100.54	
2-3	1	3.30	4.25	0.77	triangle	1.08	0.82	173.34	130.58	187.20	374.4	141.02	282.04	142.14	284.28	107.07	214.14
	2	3.30	4.25	0.77	triangle	1.08	0.82	173.34	130.58	187.20		141.02		142.14		107.07	
3-4	1	4.25	4.50	0.94	Trapèze	1.49	1.18	173.34	130.58	258.27	516.54	194.56	389.12	204.54	409.08	154.08	308.16
	2	4.25	4.50	0.94	Trapèze	1.49	1.18	173.34	130.58	258.27		194.56		204.54		154.08	
4-5	1	4.25	4.70	0.90	Trapèze	1.55	1.26	173.34	130.58	268.67	537.34	202.39	404.78	218.40	436.8	164.53	329.06
	2	4.25	4.70	0.90	Trapèze	1.55	1.26	173.34	130.58	268.67		202.39		218.40		164.53	
4-5	1	4.25	4.50	0.94	Trapèze	1.49	1.18	173.34	130.58	258.27	516.54	194.56	389.12	204.54	409.08	154.08	308.16
	2	4.25	4.50	0.94	Trapèze	1.49	1.18	173.34	130.58	258.27		194.56		204.54		154.08	
4-5	1	3.30	4.80	0.68	triangle	1.08	0.82	173.34	130.58	187.20	374.4	141.02	282.04	142.13	284.08	107.07	214.14
	2	3.30	4.25	0.77	triangle	1.08	0.82	173.34	130.58	187.20		141.02		142.13		107.07	
4-5	1	3.10	4.25	0.73	triangle	1.02	0.77	173.34	130.58	176.80	352.4	133.19	266.38	133.47	266.94	100.54	201.08
	2	3.10	4.25	0.73	triangle	1.02	0.77	173.34	130.58	176.80		133.19		133.47		100.54	

Tableau VI.6. Calcule des moments et des efforts tranchants pour la nervure sens x-x

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	chargement	l_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1-2	1	4.10	4.50	0.91	trapeze	1.48	1.08	173.34	130.58	256.54	521.75	193.25	393.03	187.20	407.34	141.02	306.85
	2	4.10	4.70	0.87	Trapèze	1.53	1.27	173.34	130.58	265.21		199.78		220.14		165.83	
2-3	1	4.25	4.50	0.94	Trapèze	1.49	1.19	173.34	130.58	258.27	526.94	194.56	396.95	206.27	424.67	155.39	319.92
	2	4.25	4.70	0.90	Trapèze	1.55	1.26	173.34	130.58	268.67		202.39		218.40		164.53	
3-4	1	4.25	4.50	0.94	Trapèze	1.49	1.18	173.34	130.58	258.27	526.94	194.56	396.95	204.54	422.97	154.08	318.61
	2	4.25	4.70	0.90	Trapèze	1.55	1.26	173.34	130.58	268.67		202.39		218.40		164.53	
4-5	1	4.10	4.50	0.91	Trapèze	1.48	1.20	173.34	130.58	256.54	521.75	193.25	393.03	208.00	428.14	156.69	322.52
	2	4.10	4.70	0.87	Trapèze	1.53	1.27	173.34	130.58	265.21		199.78		220.14		165.83	

Tableau VI.7. Calcul des moments et des efforts tranchants pour la nervure sens y-y

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

La construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir :

- La résistance.
- la durabilité.
- l'économie dans la mesure du possible.

Après les différentes étapes de calcul :

- Nous avons dimensionné la structure en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.
- vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.
- Le ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes si nous avons ferrillé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres

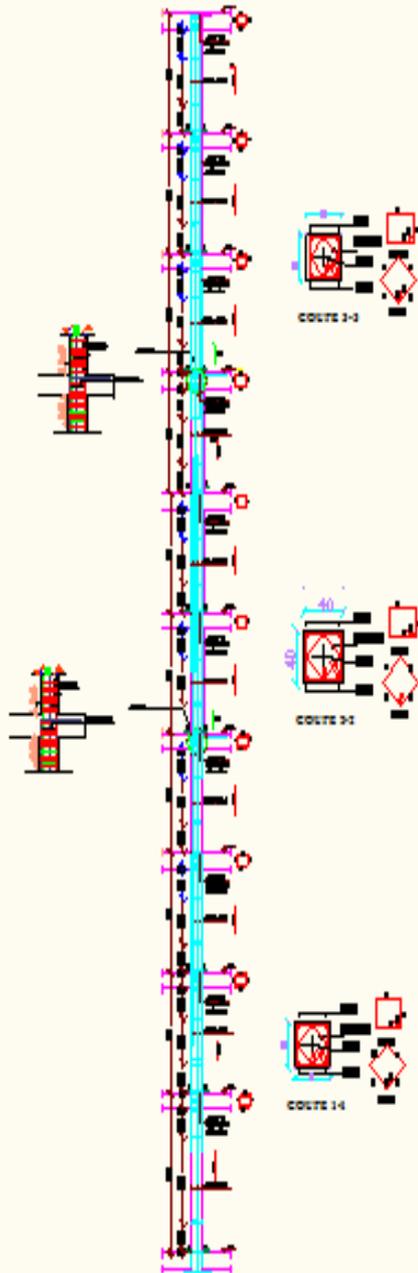
Cette étude nous a permis de mettre en application les diverses connaissances acquises durant notre formation et de bien comprendre certains phénomènes et comportements, une interprétation approfondie pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquiescer l'essentiel pour la vie active.

Références
Bibliographiques

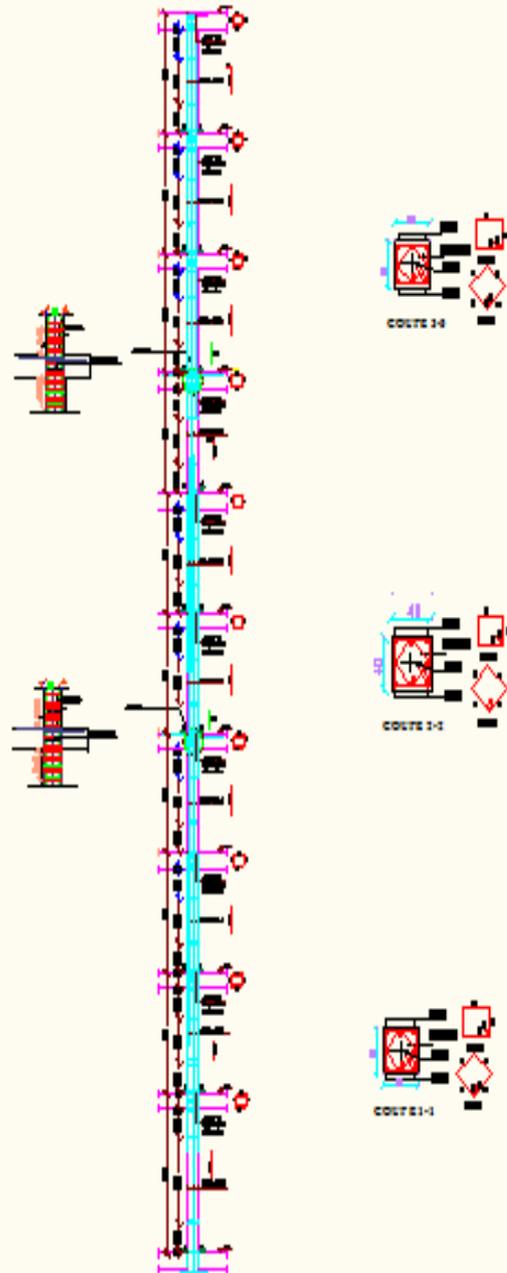
Références bibliographiques

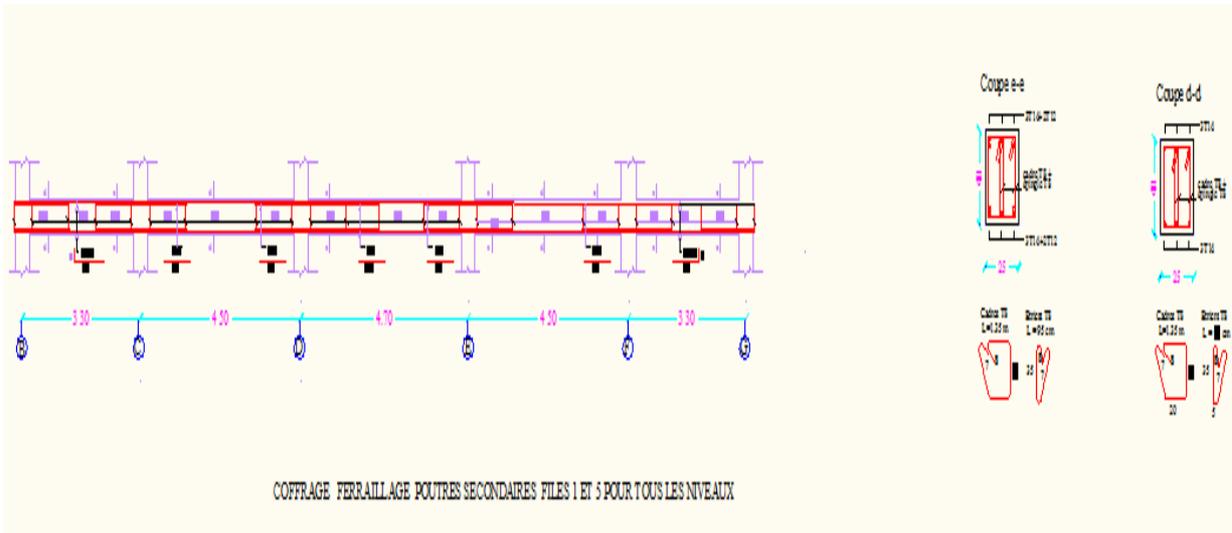
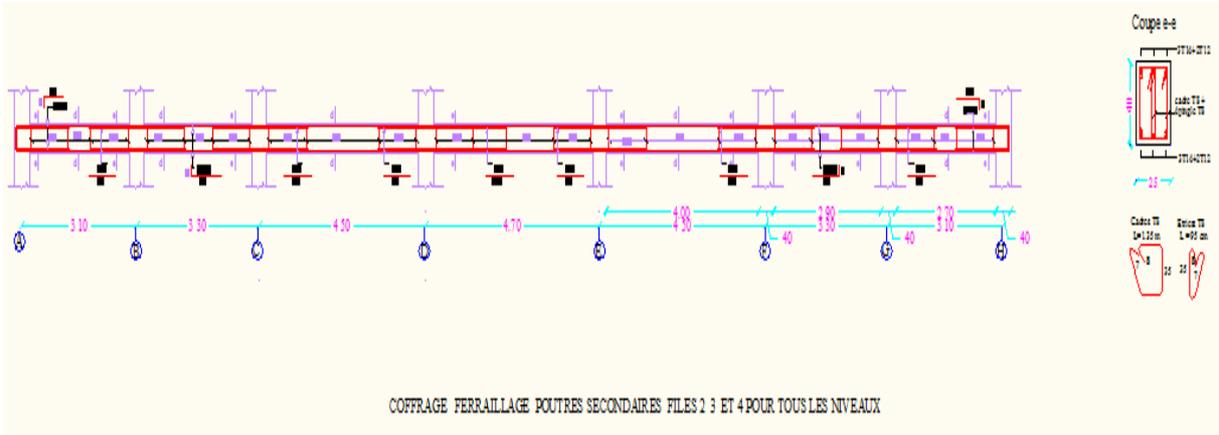
- *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*
- *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.*
- *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).*
- *Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).*
- *Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)*
- *André coin, calcul des Bâtiments en béton armé, septembre 1999, édition Eyrolles*

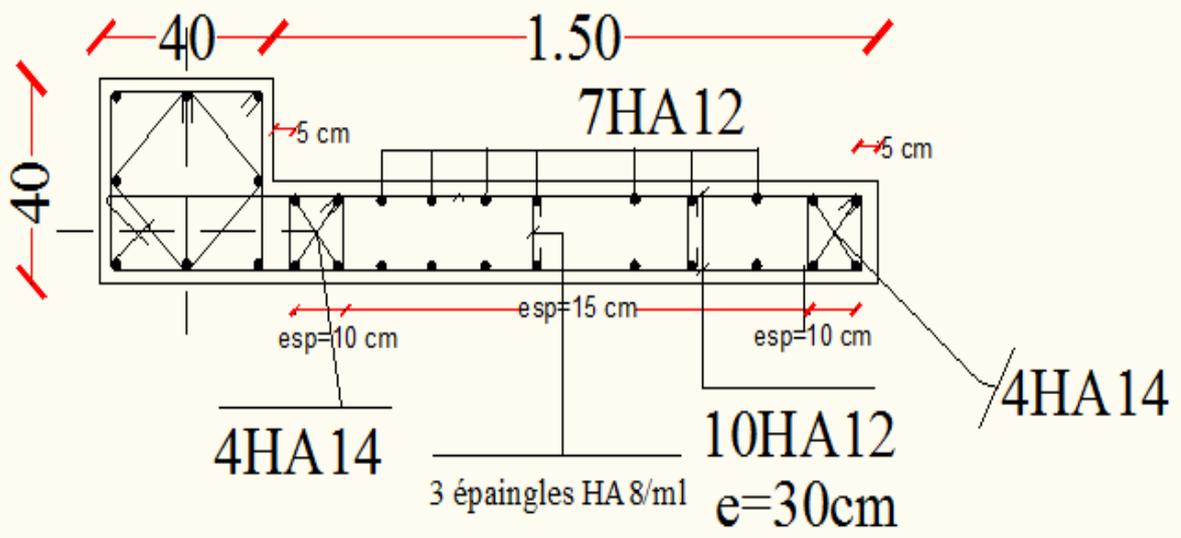
FERRAILLAGE DES POTEUX DE RIVE



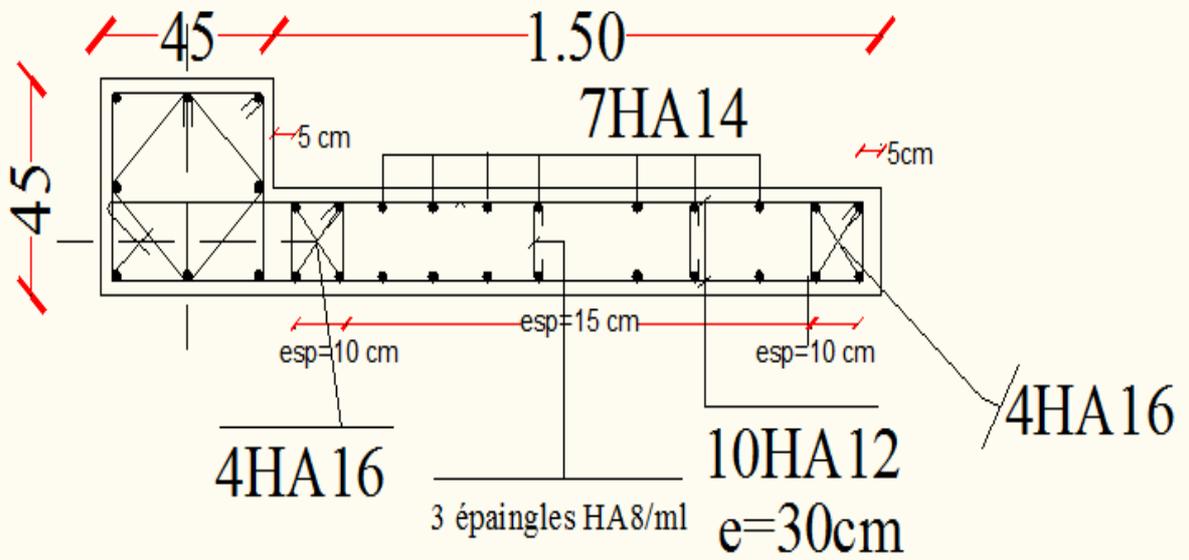
FERRAILLAGE DES POTEUX INTERIEUR



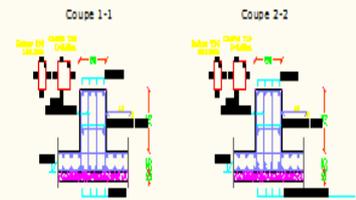
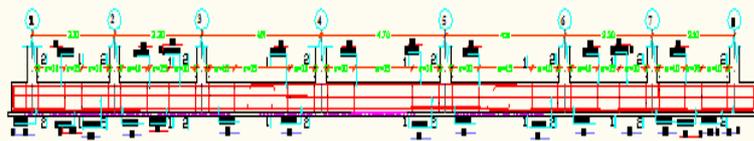




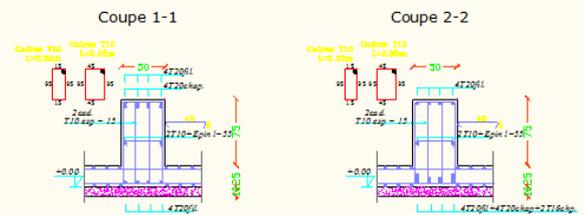
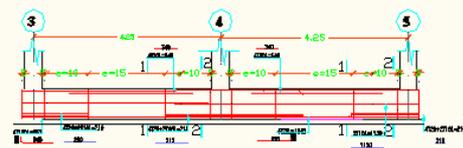
VOILE VT2 ZONE 2
ECH: 1/100



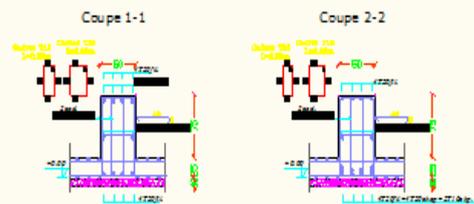
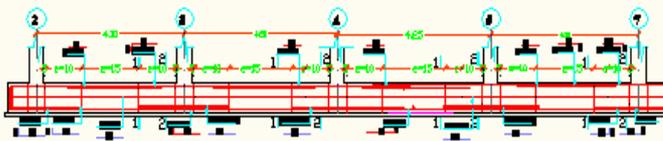
VOILE VT2 ZONE 1
ECH: 1/100



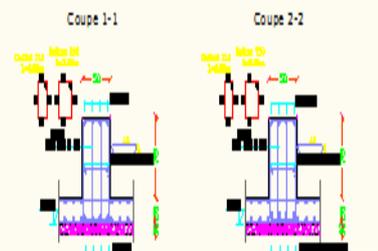
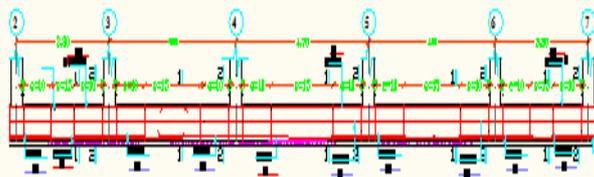
Ferralage Nervures Axe B(3) sens XX



Ferralage Nervures Axes 1R(8) sens Y-Y



Ferralage Nervures Axes 2,3,4,5,6,7 sens Y-Y



Ferralage Nervures Axe A(1) sens XX