



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil.

Option : construction civil et industrielle.

Thème

Etude d'un bâtiment(R+9) à usage d'habitation
contreventé par Voiles et portiques (Modélisé
avec ETABS)

Etudié par:

M^{elle}. MOULOU DI Nawal

M^{elle}.IZOUINE Khedidja

Dirigé par :

M^{me} BOUZID

Année 2018/2019

Remerciement

Nous tenons à remercier notre bon dieu, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté jusqu'à l'aboutissement de nos études, et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nous parents pour leur soutien dans chaque travail que nous avons effectués.

*A notre chère promotrice **Mme BOUZID LIALA** . Pour sa disponibilité permanente, ses orientations, son savoir et son soutien et son guide durant toute la période de la réalisation de notre travail.*

Nous adressons également nos plus vifs remerciement à l'équipe enseignante du département génie civil pour tous les connaissances transmises au cours de notre formation théorique et que nous pouvons, au traves de stage, mettre à profit et conforter à la réalité de l'environnement professionnel.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

A tous ceux qui ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous



Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que

Je dédie ce modeste travail à :

*A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé
de m'encouragé et de prier pour moi.*

*A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et
mon bien être.*

A mon très cher frère Mokrane

A mes très chers sœurs Fazia ; Lilia ; Safia ; Kahina

*A tous mes amies et mes collègues spécialement (Fatiha ; Wardia ; Hassina; Razika;
Fatima et Nawal).*

A tous mes amis (hamza ,juba,chrif,said ,arab ,rabah)

A ma très chère binôme NAWAL

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

KHEDIDJA



Dédicaces

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné
le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :
A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de
m'encouragé et de prier pour moi.*

*A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon
bien être.*

A mes très chers frères NABIL, MOURAD, FARID et AMAR

A ma très cher sœur DIDA

*A toutes mes amies avec qui j'ai partagé les plus beaux moments (RANDA, RYMA, NEDJET,
WAHIBA, LYNDA, LAMIA, CHAHRAZED, RAZIKA et THILALI)*

A tous mes amis

A ma très chère binôme KHEDIDJA

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

NAWAL

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage1-10

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments 11-27

Chapitre III : Calcul des éléments

- Acrotère.....28-37
- Plancher.....38-56
- balcon.....57-62
- escalier63-82
- Poutre palière83- 92
- Salle machine..... 93-104

Chapitre IV : Modélisation des exigences du RPA105-123

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux

- Ferrailage des poteaux 124-144
- Ferrailage des poutres145-157
- Ferrailage des voiles158-171

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....172-201

Conclusion

Bibliographie

Liste des tableaux

Tableau II.1 : charges permanentes du plancher terrasse.

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher étage courant.

Tableau II.3 : charges permanentes de dalle pleine (balcon).

Tableau II.4 : valeur de la charge permanente de la maçonnerie :(mur extérieur).

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente de la maçonnerie :(mur intérieur).

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation

Tableau II.7 : coefficient des Surcharges.

Tableau II.8 : vérification au flambement.

Tableau III.1 : moments aux appuis (l'ELU)

Tableau III.2 : moments en travées (l'ELU)

Tableau III.3 : efforts tranchants

Tableau III.4 : moments aux appuis (l'ELS)

Tableau III.5 : moments en travées (l'ELS)

Tableau III.6 : charge permanentes de garde-corps

Tableau III.7 : Charges permanentes revenant à la paillasse

Tableau III.8 : Charges permanentes revenant au palier.

Tableau III.9: Diagrammes de l'effort tranchant.

Tableau III.10: Ferrailage de la dalle

Tableau III.11: vérification de la contrainte dans l'acier

Tableau III.12: vérification de la contrainte dans le béton

Tableau IV.1 : Facteur d'amplification dynamique moyen

Tableau IV.2 : justification de système de contreventement

Tableau IV.3 : l'excentricité selon X-X

Tableau IV.4 : l'excentricité selon Y-Y

Tableau IV.5 : Calcul des déplacements inter-étages selon X-X

Tableau IV.6: Calcul des déplacements inter-étages selon Y-Y

Tableau IV.7: calcul de l'effet P- Δ dans le sens X-X

Tableau IV.8: calcul de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y

Tableau IV.9: vérification de l'effort tranchant à la base

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

Tableau V.3 : calcul les armatures pour les poteaux

Tableau V.4 : Les résultats du ferrailage des armatures transversales

Tableau V.5 Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau V.6 : Vérifications à l'ELS

Tableau V.7 : Section des armatures longitudinales

Tableau V.8: ferrailage des poutres principales

Tableau V.9 : ferrailage des poutres secondaires

Tableau V.10 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Tableau V.11 : Vérifications armatures transversale à l'ELU.

Tableau V.12 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale

Tableau V.13 : Vérification au cisaillement.

Tableau V.14: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau V.15: Vérification de la contrainte dans les aciers à L'ELS

Figure V.16: Vérification de la contrainte dans le béton à L'ELS

Tableau V.17: Ferrailage des voiles : VL1 dans le sens longitudinal

Tableau V.18: Ferrailage des voiles : VL2 dans le sens longitudinal

Tableau V.19: Ferrailage des voiles : VL3 dans le sens longitudinal

Tableau V.20: Ferrailage des voiles : VT1 dans le sens transversal

Tableau V.21: Ferrailage des voiles : VT2 dans le sens transversal

Tableau VI.1: Surface des semelles filantes sous voiles sens longitudinal

Tableau VI.2: Surface des semelles filantes sous voiles sens transversal

Tableau VI.3: Surface des semelles filantes sous poteaux

Tableau VI.4 : vérification des contraintes

Tableau VI.5 : ferrailage du radier

Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité

Tableau VI.7 : vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Liste des figures

- Figure I.1 :** Diagramme contraintes-déformations du béton
- Figure I.2:** Diagramme contrainte-déformation acier
- Figure II.1 :** Coupe verticale du plancher en corps creux.
- Figure II.2 :** Coupe verticale de voile
- Figure II.3 :** Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible
- Figure II.4 :** Coupe transversale du plancher étage courant
- Figure II.5 :** Coupe verticale de l'acrotère
- Figure II.6 :** Poteau le plus sollicité.
- Figure III.1 :** Coupe verticale de l'acrotère
- Figure III.2 :** schéma statique de l'acrotère
- Figure III.3 :** Diagrammes des efforts internes
- Figure III.4 :** section de l'acrotère soumise à la flexion composée
- Figure III.5 :** Schéma statique des distances.
- Figure III.6 :** Treillis soudé de 20x20 cm.
- Figure III.7 :** Surfaces revenant aux poutrelles
- Figure III.8 :** Schéma statique de la poutrelle
- Figure III.9 :** Diagrammes de moments fléchissant
- Figure III.10 :** Diagrammes de l'effort tranchant.
- Figure III.11 :** Section de la poutre en Té.
- Figure III.12 :** Coupe schématique de la poutrelle (appuis).
- Figure III.13 :** Schéma du balcon.
- Figure III.14 :** Schéma statique d'escalier
- Figure III.15 :** Schéma statique de calcul à l'ELU.
- Figure III.16 :** Diagramme des efforts tranchant à l'ELU
- Figure III.17 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU
- Figure III.18 :** Schéma statique de calcul à ELS.
- Figure III.19 :** Diagramme des efforts tranchant à l'ELS
- Figure III.20 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
- Figure III.21 :** Schéma statique de la poutre palière
- Figure III.22 :** Section de la poutre palière.
- Figure III.23 :** Schéma statique à l'ELU.

Figure III.24 : Schéma statique à l'ELS

Figure III.25 : Diagramme des efforts internes

Figure III.26 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

Figure IV.1 : la période fondamentale.

Figure IV.2 : participation massique

Figure IV.3 : pourcentage de rotation

Figure IV.4 : déplacement maximum dans le sens X-X

Figure IV.5 : déplacement maximum dans le sens Y-Y

Figure V.1 : Schéma de calcul en flexion composée.

Figure V.2 : Caractéristiques et sollicitation de la section

Figure V.3 : Résultat de calcul de la section d'armature

Figure V.4 : Délimitation de la zone nodale

Figure V.5 : disposition des armatures tendues SSA

Figure V.6 : Disposition des armatures SDA

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

Figure VI.2: Schéma du radier

Figure VI.3 : Diagramme des contraintes

Figure VI.4 : Schéma statique du débord

Figure VI.5 : Répartition trapézoïdale.

Figure VI.6 : Présentation du chargement simplifié

Figure VI.7 : Répartition triangulaire.

Figure VI.8: Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

Figure IV.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

Figure VI.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens transversal).

Figure VI.11: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

Figure VI.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

Figure VI.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens transversal).

Figure VI.14: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

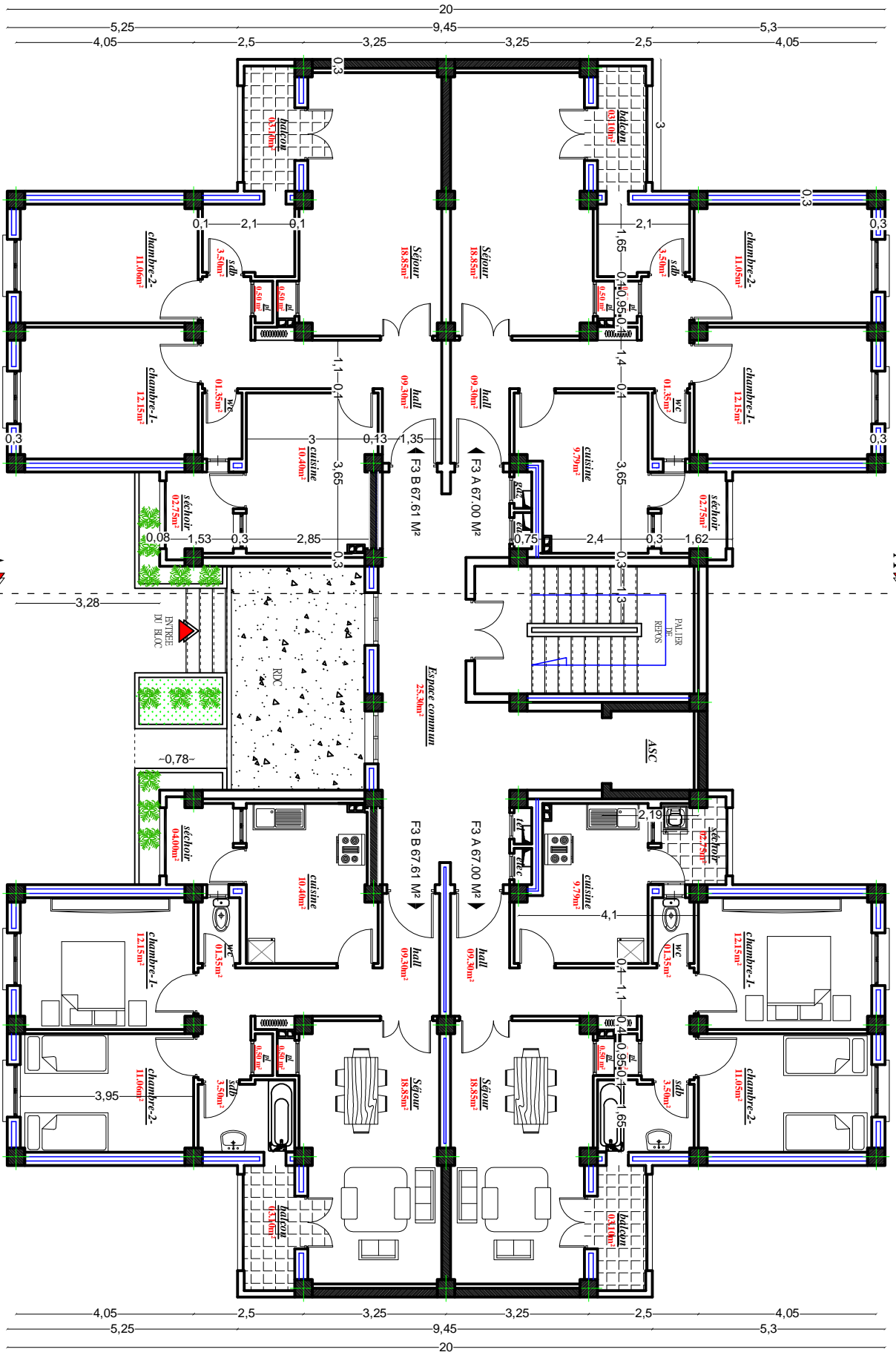
Figure IV.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

Figure VI.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens longitudinal).

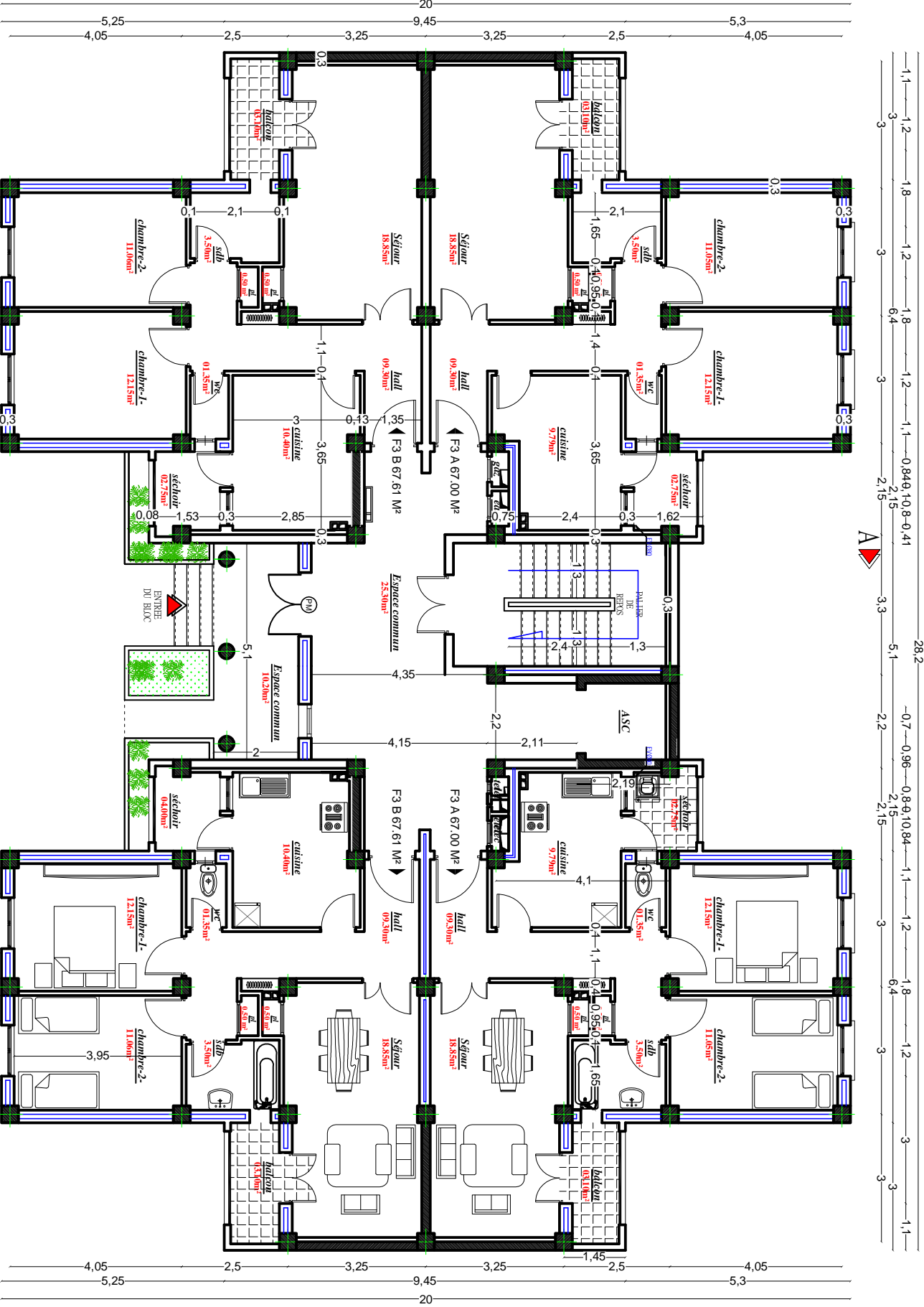
Figure VI.17: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

Figure VI.18: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (longitudinal).

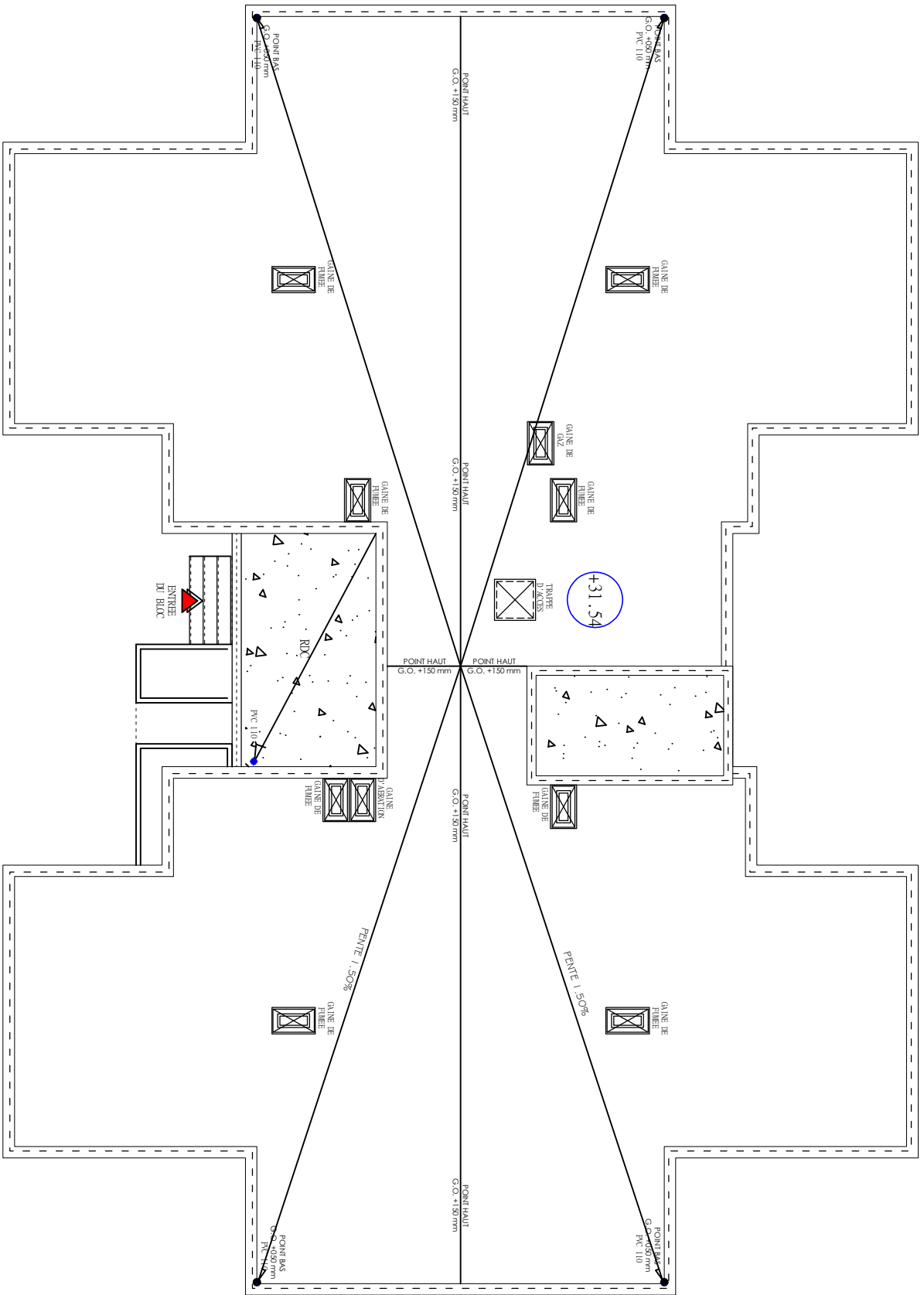
Figure VI.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (longitudinal).



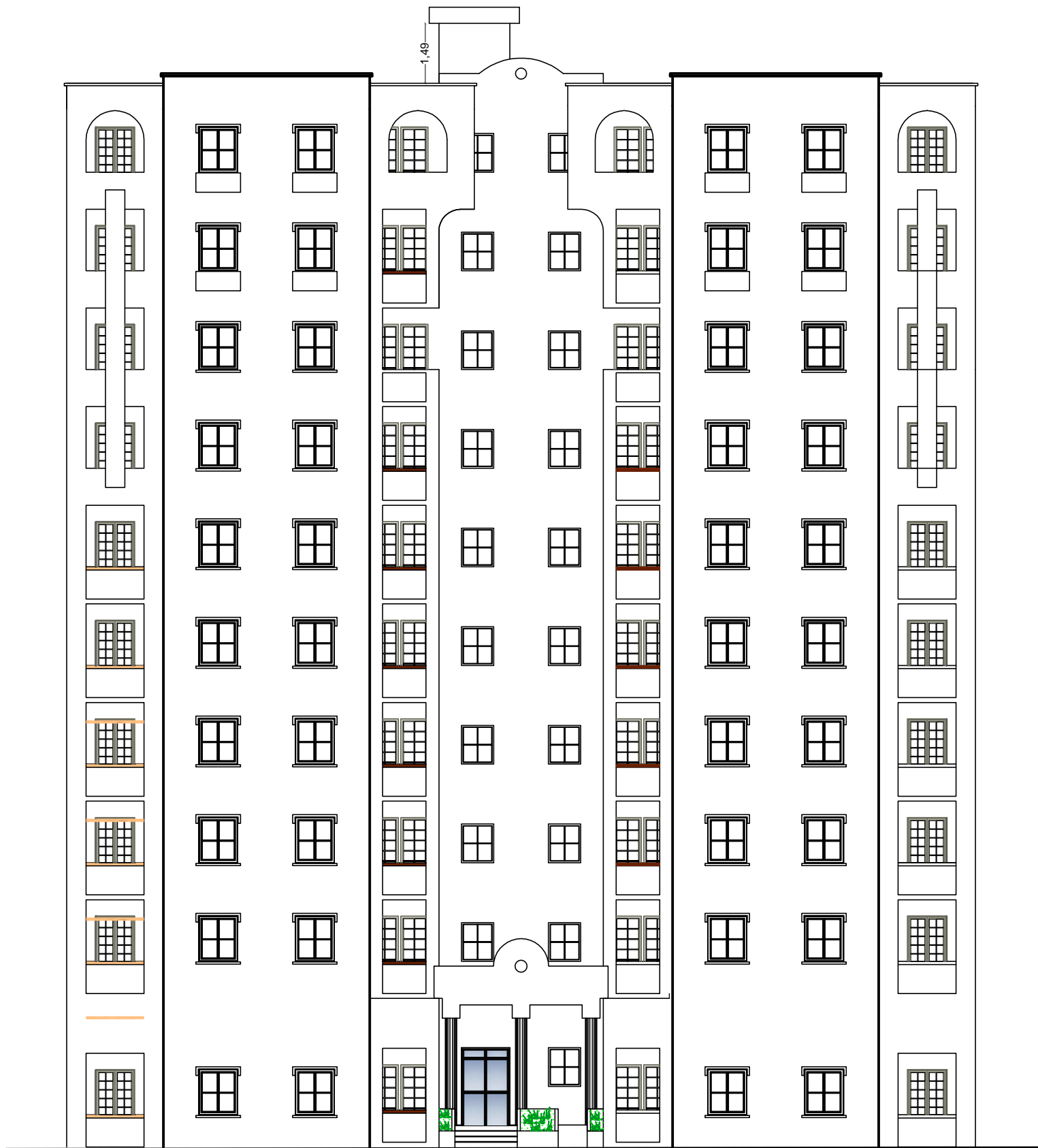
PLAN ETAGE COURANT.



PLAN RDC

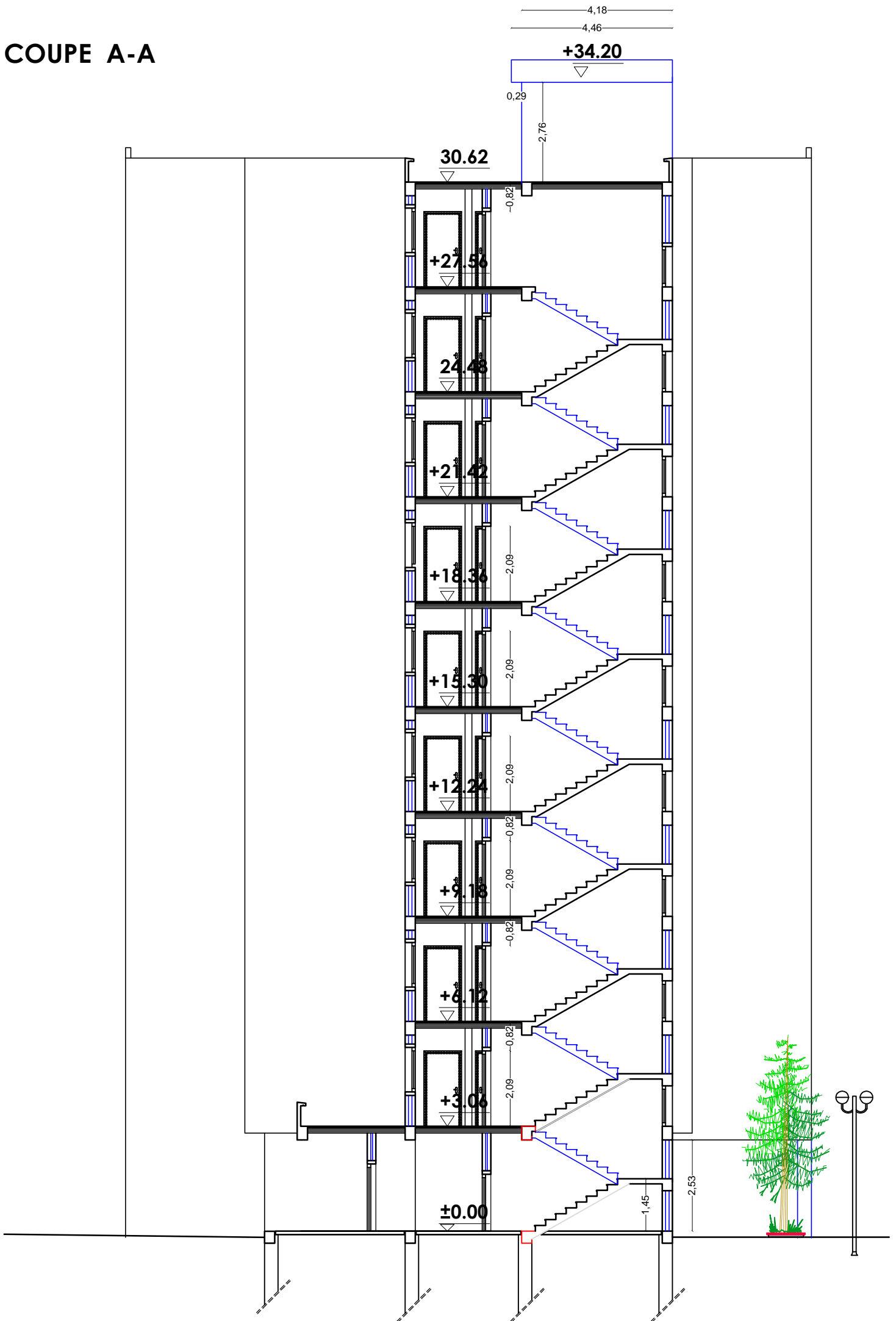


PLAN TERRASSE



FACADE POSTERIEURE

COUPE A-A



Introduction générale

Le projet de fin de cycle marque la fin du niveau master de notre formation de master à la faculté de génie de la construction. Il représente surtout la possibilité de mettre en pratique les connaissances théoriques et pratiques acquises durant ces cinq dernières années.

Notre thème, consiste à étudier d'un bâtiment (RDC+9) à usage d'habitation, contreventé par des voiles et des portiques en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers.

L'ingénieur doit définir les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

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

Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de la terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+9) à usage d'habitations cette structure est classée d'importance moyenne (zone IIa). Il est implanté à TIZI-OUZOU, selon le règlement parasismique algérien (RPA 99modifié en 2003), cette wilaya est considérée zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale du bâtiment : $L = 28,2$ m
- Largeur totale du bâtiment : $l = 20$ m
- Hauteur totale du bâtiment : $H_t = 30,6$ m
- Hauteur du RDC : $H = 3,06$ m.
- Hauteur de l'étage courant : $H = 3,06$ m.

I.3 Données du site :

- Groupe d'usage 2.
- Zone moyenne sismicité.
- Site meuble (S_3)

I.4 Élément constituant l'ouvrage :**I.4.1 Choix du contreventement :**

Cette structure est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. Le RPA 99version 2003 exige l'introduction de voiles sur toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa. En conséquence notre structure sera composée d'un système en portique (poteaux-poutres) contreventée par des voiles « contreventement mixte ».

Pour ce genre de contreventement il y'a lieu de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, toutes les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant de l'étage.

I.4.2 Les planchers : ce sont des aires, plans destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi. Qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

I.4.3 Les poutres : ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane.

I.4.4 Les poteaux : ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

I.4.5 Les voiles : ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions).réalisés en béton armé, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.4.6 Les escaliers : ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place. Il existe plusieurs types d'escaliers en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires ...etc. le choix du type d'escalier à retenir dépend d'un certain nombre de contraintes comme par exemple, l'architecture et la hauteur à franchir.

I.4.7 Cage d'ascenseur : le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée sur place, allant du RDC au 9^{ème} étage.

I.4.8 Les balcons : sont des éléments non structuraux formés de dalles pleines en béton armé.

I.4.9 Terrasse inaccessible : est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.

I.4.10 La maçonnerie : on appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. Elle est constitué de :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.

- Les murs intérieurs : ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement : constitués de :

- Carrelage pour les planches et escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.
- Plâtres et enduit pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.

I.5 Les caractéristiques des matériaux :

I.5.1 Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sables, gravier..) et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

▪ **Les constituants du béton :**

❖ **Le ciment :**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

❖ **Les granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages,

On distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

❖ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

▪ **Résistance caractéristiques du béton :**

❖ **Résistance à la compression f_{cj} :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise notée f_{c28} .

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. (RPA 99 article 8.1.1)

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 \cdot j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa (j} \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL 91 (article A .2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.40 + 0.95 \cdot j} \quad \text{Pour : } f_{c28} < 40 \text{MPa (j} \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL 91 (article A .2.1.11)}$$

Avec : j : résistance du béton à l'âge j.

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

❖ **Résistances à la traction f_{tj}**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \ll 60 \text{MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{MP} \end{cases} \quad \text{CBA 93(article A 1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$.

❖ **Module de déformation longitudinale de béton :**

On distingue deux types de module de déformation du béton :

a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 heures le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} (\text{MPa}) \quad \text{CBA 93(article A 2.1.2.1)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc : $E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$

b) Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 * (f_{cj})^{1/3} \quad \text{CBA 93(article A 2.1.2.2)}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$

Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$\nu = 0$ à ELU CBA 93(article A 2.1.3)

$\nu = 0.2$ à ELS

❖ **Module de déformation transversal du béton :** $G = E / (2 * (\nu + 1))$

Avec E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

- **Contrainte limite du béton :**

a) **La contrainte limite ultime à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{BAEL 99(article A.4.3.4)}$$

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et de la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ^b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma^b = 1.15$ situation accidentelle.

$\gamma^b = 1.5$ situation courante.

θ = coefficient d'application de charge.

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \\ \theta = 0.8 & \text{si } t > 24 \text{ h} \end{cases}$$

b) Contrainte limite de compression à l'ELS :

Pour $f_{c28} = 25$ MPA on a :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA. CBA 93(article A 4.5.2)}$$

c) Contrainte ultime de cisaillement du béton :

$\tau_{adm} = \min(0.2 f_{cj} / \gamma^b ; 5 \text{ MPA})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma^b ; 4 \text{ MPA})$ Pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ MPA donc :

$\tau_{adm} = 3.3 \text{ MPA} \longrightarrow$ Fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPA} \longrightarrow$ Fissuration préjudiciable.

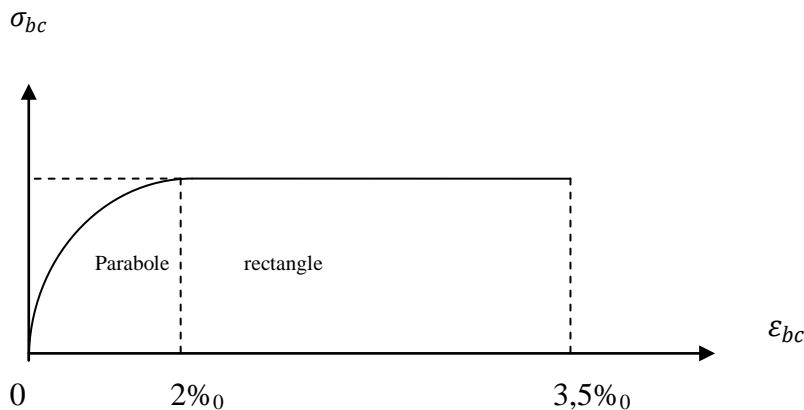


Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation de béton

Le diagramme parabole rectangle (figure 1) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance.

Le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à

- 0.2% en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 % en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 0.2\%$ $\sigma_{bc} = 0.25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4-10^3)$

$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\%$ $\sigma_{bc} = f_{bcU}$ tel que : $f_{bcU} = f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \theta$.

I.5.2 Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e , et leur module d'élasticité E , sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à $E_s = 210000$ MPA.

a) Les types d'aciers :

- **Les ronds lisses (R.L Fe215 et FeE235)** : ce sont des barres laminées de section circulaire.
- **Haute adhérence (HA Fe400 ET FeE500)** : ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci a fin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.
- **Treilles soudés (TS FeE500)** : les treilles soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

b) Les contraintes limites :▪ **AL'ELU** :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Pour } \varepsilon_{se} \ll \varepsilon_s \ll 10\%$$

Tel que $f_e = 400$ MPA. (f_e = La limite élastique de l'acier).

$\sigma_s = 348$ en situation durable.

$\sigma_s = 400$ en situation accidentelle.

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \text{ Pour } \varepsilon_s < \varepsilon_{es}$$

▪ **AL'ELS** :

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

Fissuration peu nuisible → aucun vérification.

Fissuration nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min [(2/3) * f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}]$. BAEL 91 (article A.4.5.32)

Fissuration très nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 * f_e ; 90\sqrt{\eta * f_{tj}}]$. BAEL 91 (article A.4.5.32)

Avec η coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1,6 & \dots \dots \dots \text{pour les HA.} \\ 1,3 & \dots \dots \dots \text{pour HA de } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$

c) Diagramme contrainte déformation de l'acier :

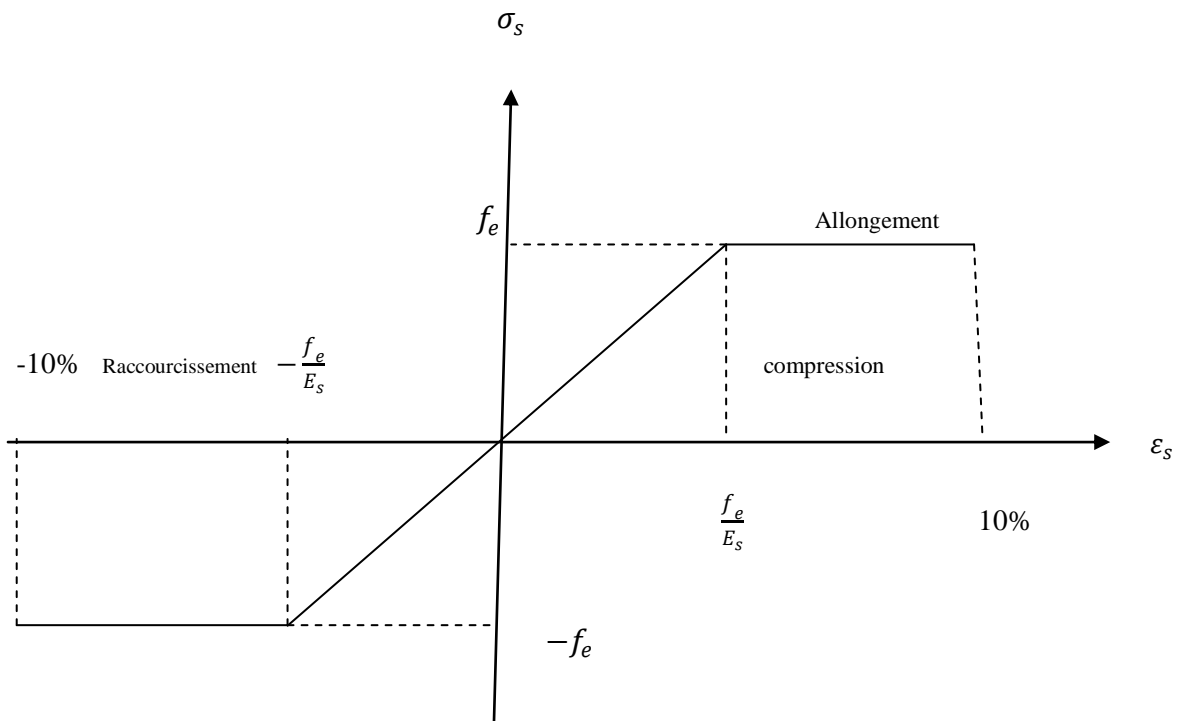


Figure 2: diagramme contrainte déformation.

Le diagramme de calcul des aciers A L'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux l'Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I.6. Définition de l'état limite: est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifié. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites déférents L'ELU et L'ELS :

a) Etat limite ultime L'ELU : c'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois état limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme.

➤ **Hypothèses de calcul à L'ELU** :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire de béton est limité de 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 0.2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots, A B et C (la règle des trois pivots).

b) Etat limite de service(ELS) : c'est la condition doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soit assurée, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois état limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

➤ **Hypothèse de calcul** :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnellement aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

I.7. Actions et sollicitations :

a) **Les actions** : sont les forces qui dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

❖ **Actions permanentes (G)** :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres ou les déformations imposées de la structure.

❖ **Actions variables (Q)** :

Ce sont celles dont dans l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitations, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

❖ **Actions accidentelles (E)** :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (séismeEtc.)

c) **Les sollicitations** :

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

II) Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, nous passerons au pré dimensionnement des éléments.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant le règlement RPA99 (ersion2003), BAEL91 (modifie99) et CBA 93.

II.1) Les planchers:

Le plancher est un élément de la structure d'un bâtiment. Il s'agit d'un élément porteur horizontal qui prend appui sur les éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ou sur des éléments horizontaux (poutres).

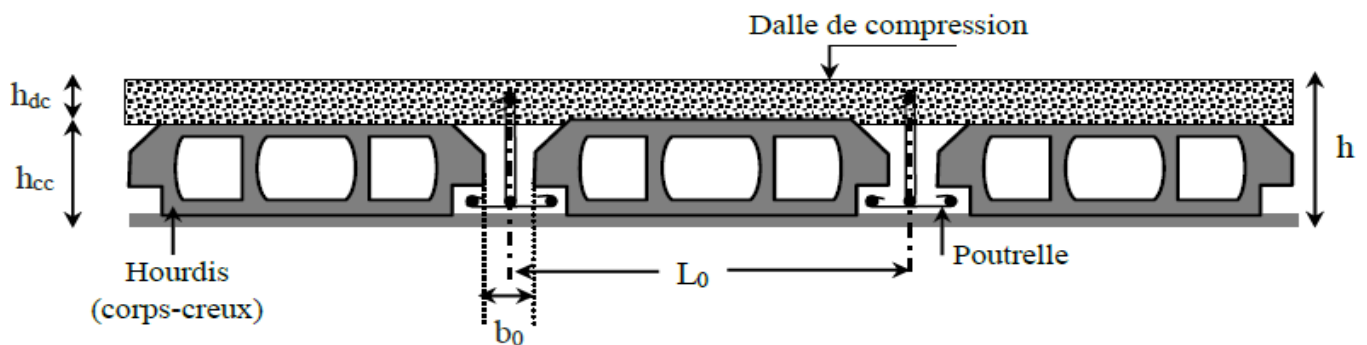


Figure II- 1 Coupe d'un plancher en corps creux.

h_{cc} : hauteur de corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

avec :

L_{max} = portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur total des planchers.

$$L_{max} = 330 - 25 = 305 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5} = 13.55 \text{ cm.}$$

On prend **h = 20cm** soit un plancher (16+4) cm qui sera valable pour tous les étages courants :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle pleine.

II-2) Les poutres : ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre les nus d'appuis. On a deux types (poutres principales et poutres secondaires).

II-2-1) les poutres principales : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon les conditions de la flèche qui est :

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

$$l_{max} = 410 - 25 = 385 \text{ cm.}$$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \rightarrow 25,66 \text{ cm} \leq h \leq 38,5 \text{ cm.}$$

Soit $h = 35 \text{ cm.}$

La largeur :

elles est donnée par la formule suivante :

$$0.4h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Soit $b = 30 \text{ cm.}$

❖ **Vérification des conditions de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1) :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$H = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h/b = 1.16 < 4$ Condition vérifiée.

II-2-2) les poutres secondaires :

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

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

$$l_{\max} = 330 - 25 = 305 \text{ cm.}$$

$$\frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \rightarrow 20.33 \text{ cm} \leq h \leq 30.5 \text{ cm.}$$

Soit $h = 30 \text{ cm.}$

La largeur :

elles est donnée par la formule suivante :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Soit $b = 25 \text{ cm.}$

❖ Vérification des conditions de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1) :

$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.}$ Condition vérifiée

$H = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.}$ Condition vérifiée.

$h/b < 4.$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ($b \times h$) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Les poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Les poutres secondaires : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

II-3) Les voiles :

Le pré dimensionnement du voile doit respecter les conditions exigées par le RPA 99 (version 2003).

- ❖ L'épaisseur : elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et de la condition de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

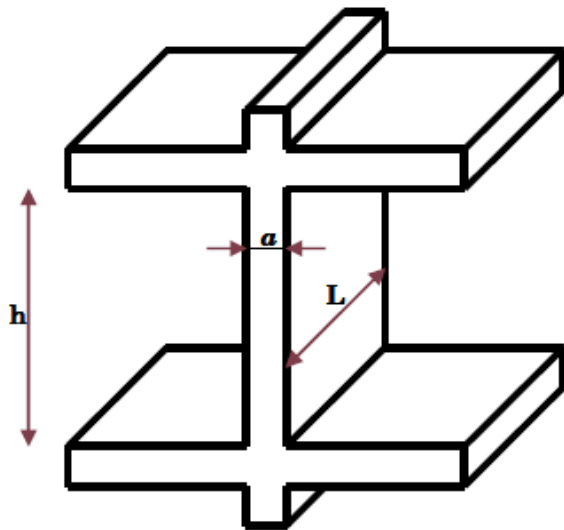


Figure II.2 : Coupe verticale du voile

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

Avec :

h_e : Distance entre-étage.

a : épaisseur de voile.

Pour RDC :

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$h_e = 286 \text{ cm} \quad a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \rightarrow a = 14.3 \text{ cm.}$$

Pour étage courant:

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$h_e = 286 \text{ cm} \quad a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \rightarrow a = 14.3 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

❖ La longueur : pour que les voiles assurent un bon fonctionnement il faut que leurs longueur (L) soit égale au moins a quatre fois leurs épaisseur (a).

$$l_{min} = 2m \geq 4a = 0,20 \times 4 = 0,80m \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II- 4 Les Poteaux:

Ce sont les éléments porteurs leur rôle est de transmettre aux fondations les efforts verticaux provenant de la superstructure.

Leur pré dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple, en considérant qu'un effort normal sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité et cette section transversale sera donnée par la relation suivante : $s = N_s / \overline{\sigma}_{bc}$

La combinaison des charges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = Q + G$$

N_s : effort normal de compression a la base de poteau.

S : la section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton

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

Selon le (RPA 99, art 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{cm} \rightarrow$ en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{cm} \rightarrow$ en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $1/4 < b/h < 4$

Avec :

(b_1, h_1) : Dimension de la section des poteaux.

h_e : Hauteur libre d'étage.

L'effort normal « N_s » sera déterminé a partir de la descente de charge .On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II-5 Détermination des charges et des surcharges :

II-5-1 charges permanentes :

❖ plancher terrasse (inaccessible) :

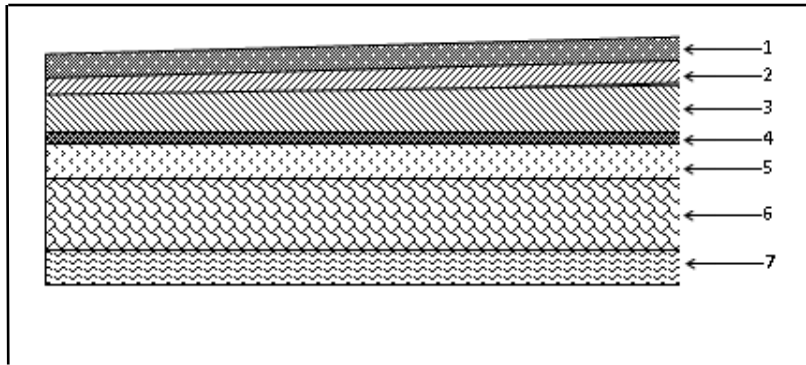


Figure II.3 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N ^o	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN /m ³)	G (KN /m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	6.00	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22.00	1.54
4	Feuille de polyane	-	0.01	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4.00	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale				G _t =5.83

Tableau II.1 : charges permanentes du plancher terrasse

❖ Plancher étage courant :

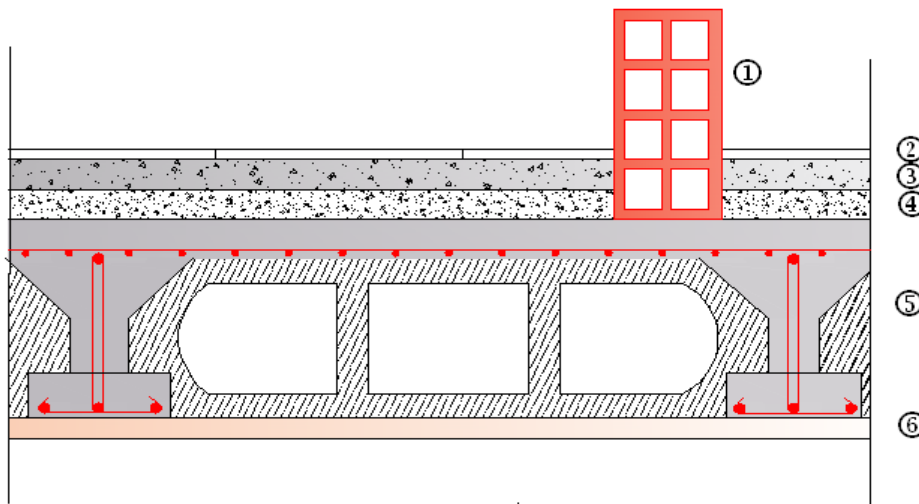


Figure II.4 Coupe transversale du plancher d'étage courant

N ⁰	Eléments	Epaisseur m	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	22.00	0.66
3	Couche de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	14.00	2.80
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuses	0.10	9.00	0.90
Charge permanente totale				G _t =5,5

Tableau II.2 charges permanentes du plancher étage courant

❖ **Plancher dalle pleine (balcon) :**

N ⁰	Eléments	Epaisseur m	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	G (KN /m ²)
1	Mortier de pose	0.02	22.00	0.40
2	Couche de sable	0.02	18.00	0.36
3	Enduit de ciment	0.02	22.00	0.44
4	Carrelage	0.02	22.00	0.44
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
Charge permanente totale				G _t =5,39

Tableau II.3 charges permanentes du dalle pleine (balcon)

❖ **Maçonnerie :**

- **Mur extérieur :**

N ⁰	Eléments	Epaisseur m	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	G (KN /m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18.00	0.36
2	Brique creuse	0.10	9.00	0.90
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9.00	0,90
5	Enduit plâtre sur la face intérieure	0,02	10,00	0,20
Charge permanente totale				G _t =2,36

Tableau II .4 : valeur de la charge permanente de la maçonnerie :(mur extérieur)

- Mur intérieur :

N ⁰	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN /m ³)	G (KN /m ²)
1	Enduit plâtre	0,02	10,00	0,20
2	Brique creuse	0,10	9,00	0,90
3	Enduit plâtre	0,02	10,00	0,20
Charge permanente totale				G _t =1,3

Tableau II .5 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie :(mur intérieur) :

- ❖ la charge de l’acrotère :

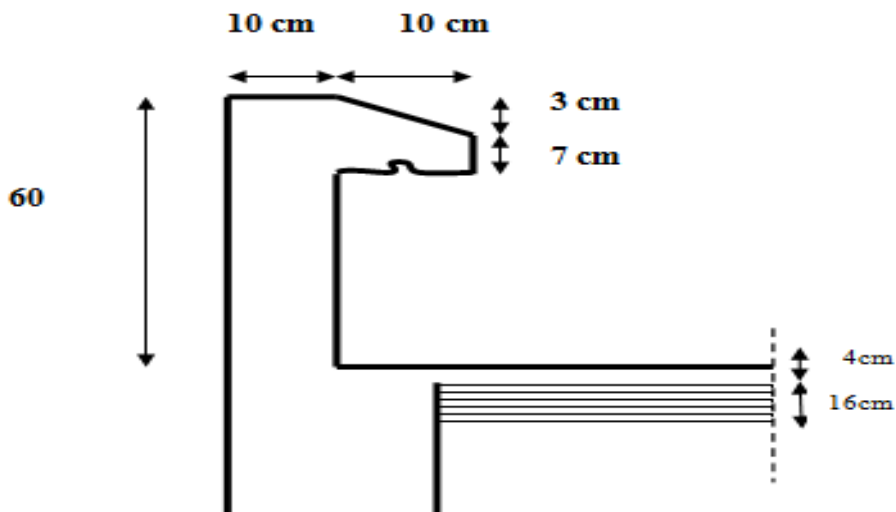


Figure II.5 : Coupe verticale de l’acrotère

pois propre :

$$G = \rho \times s \times 1m$$

Avec :

ρ : La masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l’acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1 = 1.71 \text{ kn/ml.}$$

II-5-2 Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

Eléments	Surcharges Q (kN /m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Acrotère	1
Escalier	2.50
Les balcons	3.50
Plancher étage courant	1.50

Tableau II .6: Surcharges d'exploitation

II-5-3 Descente de charges:

a) Surface d'influence:

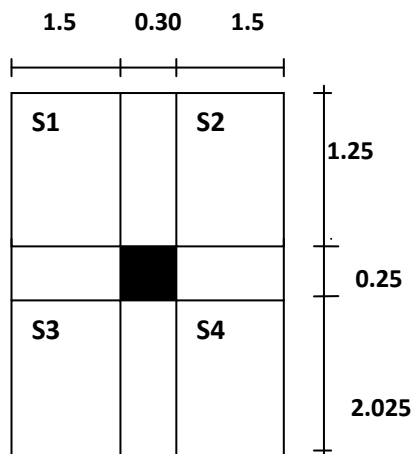


Figure II.6 : Poteau le plus sollicité

$$S= S1+S2+S3+S4$$

Avec:

$$S1=1.5 \times 1.25=1.875\text{m}^2$$

$$S2=1.5 \times 1.25=1.875\text{m}^2$$

$$S3=1.5 \times 2.025=3.0375\text{m}^2$$

$$S_4 = 1.5 \times 2.025 = 3.0375 \text{ m}^2$$

$$S = 9.825 \text{ m}^2.$$

b) Calcul des Poids propre des éléments:**➤ Poids des planchers :****Plancher terrasse inaccessible :**

$$P = 5.83 \times 9.825 = 57.23 \text{ kn.}$$

Plancher étage courant :

$$P = 5.5 \times 9.825 = 54.04 \text{ kn}$$

➤ Poids des poutres :**Poutres principales :**

$$P_p = 0.35 \times 0.30 \times 3.525 \times 25 = 9.253 \text{ kn.}$$

Poutres secondaires :

$$P_s = 0.30 \times 0.25 \times 3.3 \times 25 = 6.1875 \text{ kn.}$$

D'où le poids totale des poutres :

$$P_t = P_p + P_s = 15.4405 \text{ kn.}$$

➤ Poids des poteaux :

Pour étage courant :

$$P_{\text{pot}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ kn.}$$

Pour RDC :

$$P_{\text{pot}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ kn.}$$

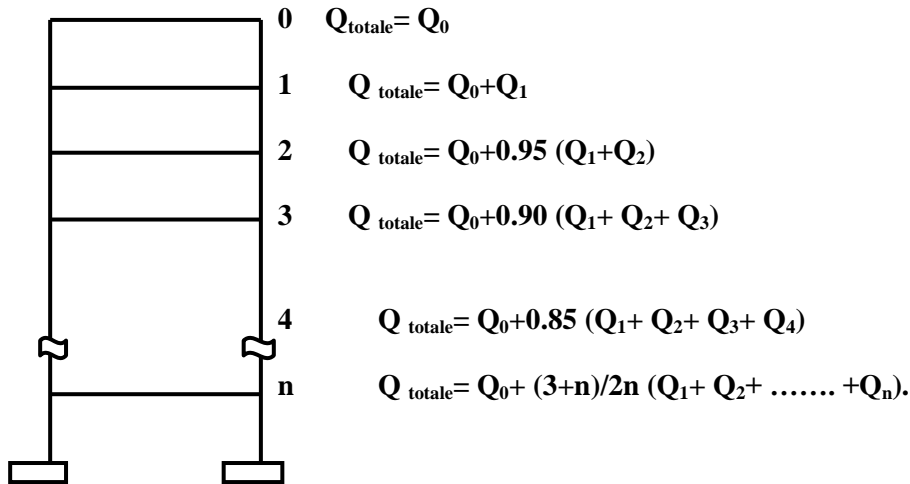
c) Surcharge d'exploitation :

$$\text{Plancher terrasse : } 1.00 \times 9.825 = 9.825 \text{ m}^2.$$

$$\text{Plancher d'étage courant } Q = 1.50 \times 9.825 = 14.737 \text{ kn}$$

II-5-4 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression:

Les règles de BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou l'occupation des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendant.



La loi de dégression est :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{pour } n > 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » et en tenant compte de la dégression des surcharges.

- Coefficient des surcharges :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

Tableau II.7 : Coefficient des surcharges

- Les surcharges cumulées :

Terrasse $Q_0=9.825\text{kn}$.

Niveau 08..... $Q_0+ Q_1= 9.825+14.737=24.562\text{kn}$.

Niveau 07..... $Q_0+ 0.95x (Q_1+ Q_2)=9.825+0.95x (2x14.737)=37.825\text{kn}$.

Niveau 06..... $Q_0+0.90x (Q_1+Q_2+ Q_3)=9.825+0.90x (3x14.737)=49.615\text{kn}$.

Niveau 05..... $Q_0+0.85x (Q_1 +Q_2 +Q_3 +Q_4)=9.825+0.85x (4x14.737)=59.930\text{kn}$.

Niveau 04..... $Q_0+0.80x (Q_1 +Q_2 +Q_3 +Q_4+ Q_5)=9.825+0.80x (5x14.737)=68.773\text{kn}$.

Niveau 03..... $Q_0+0.75x (Q_1 +Q_2 +Q_3 +Q_4+ Q_5+ Q_6)=9.825+0.75x (6x14.737)=76.141\text{kn}$.

Niveau 02..... $Q_0+0.714x (Q_1 +Q_2 +Q_3 +Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7)=$

$9.825+0.714x (7x14.737)=83.480\text{kn}$.

Niveau 01..... $Q_0+0.687x (Q_1 +Q_2 +Q_3 +Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8)=$

$9.825+0.687x (8x14.737)=90.819\text{kn}$.

Niveau RDC..... $Q_0+0.66x (Q_1 +Q_2 +Q_3 +Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)=$

$9.825+0.66x (9x14.737)=97.363\text{kn}$

Niveau	Charges permanent et surcharges (KN)						Efforts normaux N=G _c +Q _c (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	G _{plancher}	G _{poutres}	G _{poteaux}	G _{totale}	G _{cum}	Q _{cum}	N = G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}
9	57.23	15.4405	0.00	72,6705	72,6705	9.825	82.4955	54.997	30x30
8	54.04	15.4405	4.781	74,2615	146,932	24.562	171,4940	114,3293	30x30
7	54.04	15.4405	4.781	74,2615	221,193	37.825	259,0185	172,6790	30x30
6	54.04	15.4405	4.781	74,2615	295,455	49.615	345,0700	230,0466	30x30
5	54.04	15.4405	4.781	74,2615	369,716	59.930	429,6465	286,4310	35x35
4	54.04	15.4405	4.781	74,2615	443,978	68.773	512,7510	341,834	35x35
3	54.04	15.4405	4.781	74,2615	518,239	76.141	594,3805	396,2536	35x35
2	54.04	15.4405	4.781	74,2615	592,501	83.480	675,9810	450,6540	40x40
1	54.04	15.4405	4.781	74,2615	666,7625	90.819	757,5815	505,0543	40x40
RDC	54.04	15.4405	4.781	74,2615	741,024	97.363	838,3870	558,9246	40x40

II-6 Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone de moyenne sismicité doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow$ en zone 1 et **IIa**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$.

RDC 1^{er} et 2^{ème} étage : poteau (40x40) :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 = \text{min}(40 \times 40) = 40 > 25 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \text{min}(40 \times 40) = 40 > \frac{306}{20} = 15.3 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0.25 < \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage : poteau (35x35) :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 = \text{min}(35 \times 35) = 35 > 25 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \text{min}(35 \times 35) = 35 > \frac{306}{20} = 15.3 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0.25 < \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

6^{ème} 7^{ème} 8^{ème} et 9^{ème} étage : poteau (30x30) :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 = \text{min}(30 \times 30) = 30 > 25 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \text{min}(30 \times 30) = 30 > \frac{306}{20} = 15.3 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0.25 < \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

❖ **Vérification au flambement :**

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

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

λ = élancement du poteau.

I_f : Longueur de flambement ($I_f = 0.7L_0$).

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

L_0 : Hauteur libre du poteau.

S : Section transversale du poteau.

I : Moment d'inertie de la section du poteau :

$$(I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ pour une section rectangulaire ; } i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ pour une section carrée).}$$

$$\lambda = \frac{I_f}{i} = \frac{I_f}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{0.7L_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = 0,7\sqrt{12} \frac{L_0}{b} = 2,425 \frac{L_0}{b}$$

Les niveaux	Poteaux (bxh)	Conditions	Valeur calculée	Observation
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} ; 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	30X30	$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$	24,73 < 50	Condition vérifiée.
3 ^{ème} ; 4 ^{ème} et 5 ^{ème} Etage	35X35	$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$	21.16 < 50	Condition vérifiée.
RDC ; 1er ; et 2 ^{ème} Etage	40X40	$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$	18.51 < 50	Condition vérifiée.

Tableau II.8 : vérification au flambement

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les Pré dimensionnements suivants :

❖ **Les planches:** $ht=20$ cm

❖ **Les poutres :**

Poutres principales (30×35) cm²

Poutres secondaires (25×30) cm²

❖ **Les poteaux:**

RDC ; 1^{er} et 2^{ème} (40×40) cm²

3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} étage (35×35) cm²

6^{ème} 7^{ème} 8^{ème} 9^{ème} étage (30×30) cm²

❖ **Les voiles :** $a = 20$ cm

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 de charges permanentes et de surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

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

III.1 l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, dont il forme un écran évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumise à un effort « G » du à son poids propre et à un effort horizontal « Q= 1KN » du à la main courante qui engendre un moment « M » dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le ferrailage sera calculé en flexion composée pour une bande de 1 mètre de largeur.

- **Dimension de l'acrotère :**

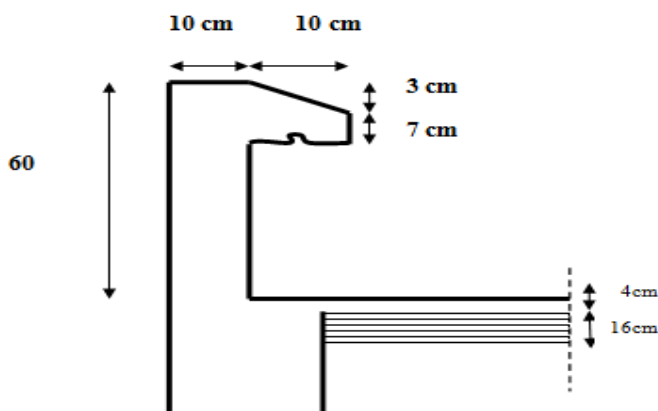


Figure III.1 coupe verticale de l'acrotère

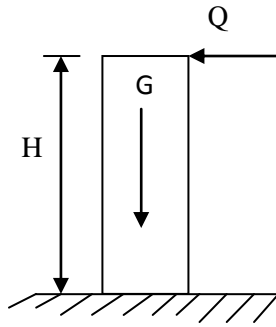


Figure III.2 schéma statique de l'acrotère

III.1.1 Détermination des sollicitations :

- **Effort normal du au Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho \times S$$

Avec:

ρ : Masse volumique du béton.

S: section transversale.

$$G = 25 \times [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03/2)]$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

D'où:

$$N = G \times 1 \text{ ml.}$$

$$N = 1.7125 \text{ KN}$$

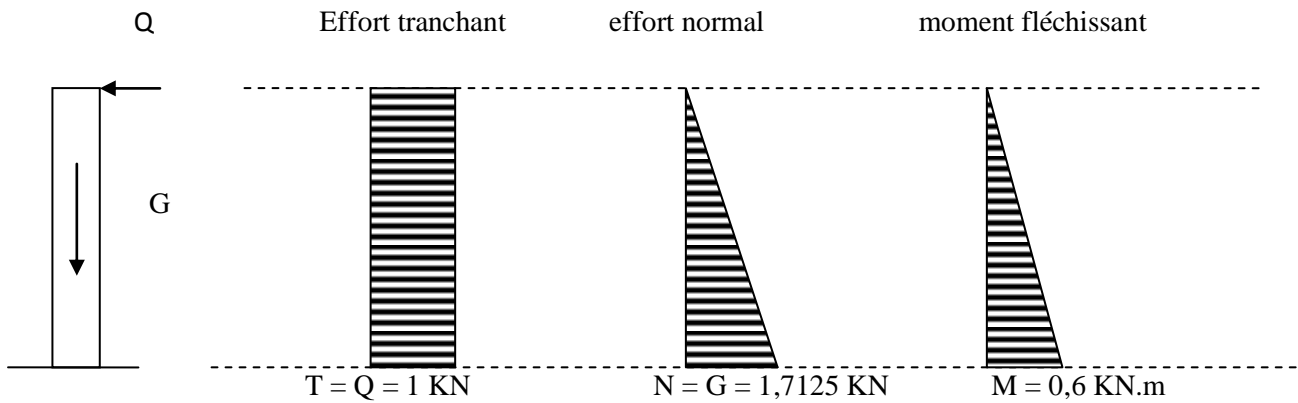
- **Effort horizontal:**

$$Q = 1 \text{ KN.}$$

- **Moment de renversement « M » du à l'effort horizontal :**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts interne :**Figure III.3 : diagramme des efforts internes.****III.1.2 combinaison des charges :**❖ **A l'état limite ultime ELU:**

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{Art A.3.3-2-1 du BAEL 91})$$

- Effort normal de compression du au poids propre :

$$N_u = 1.35x G \quad N_u = 1.35x1.7125 = 2.311 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal du à la main courante:

$$V_u = 1.50 x Q \quad V_u = 1.50 x 1 = 1.50 \text{ KN /ml}$$

- Moment de renversement M du a l'effort horizontal :

$$M_u = 1.50 x M_Q \quad M_u = 1.50 x 0.60 = 0.90 \text{ KN/ml}$$

❖ **A l'état limite de service :**

$$G + Q \quad (\text{art A.3.3-3 du BAEL 91})$$

- Effort normal de compression du à au poids propre :

$$N_S = G \quad N_S = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal du à la main courante:

$$V_S = Q \quad V_S = 1 \text{ KN /ml}$$

- Moment de renversement M du a l'effort horizontal :

$$M_S = M_Q \quad M_S = 0.60 \text{ KN/ml}$$

III.1.3 Ferrailage:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, on considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 100$ » cm et de largeur « $b = 10$ cm », soumise à un effort normal « N » et un moment renversent « M ».

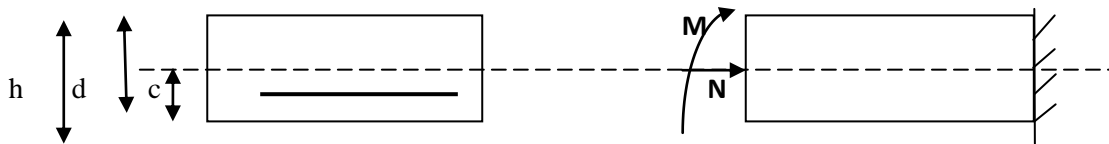


Figure III. 4 : section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

Avec :

C: Enrobage ;($c = 3$ cm)

$$d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm.}$$

a- Calcul à l'ELU :

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

e_u : excentricité.

M_u : Moment dus à la compression.

N_u : Effort de compression.

C_p : centre de pression.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0.389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 38.9 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f puis en flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celles déjà calculée.

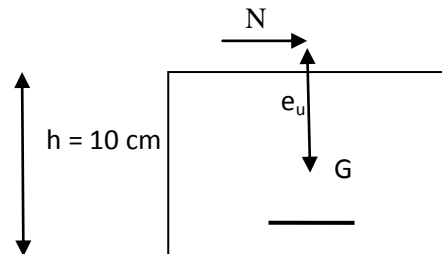


Figure III.5: Schémas statique des distances.

- Calcul de la section d'armatures en flexion simple :
- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.311 \times \left(38.9 + \frac{10}{2} - 3 \right)$$

$$M_f = 2.311 \times 40.9 = 94.5199 \text{ KN.cm}$$

- **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{945199}{(1000)(70)^2 \cdot 14.20} = 0.0135$$

$\mu = 0.0135 < \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée SSA.

- **Calcul des armatures fictives en flexion simple :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $\beta = 1 - 0.4\alpha$; $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0135}) = 0.0169$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot 0.0169 = 0.9932$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_{stf} = \frac{945199}{0.9932 \cdot 348 \cdot 70} = 39,06 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{stf} = 0.3906 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures réelles en flexion composée :**

$$A_s = A_{stf} - A'_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 0.3906 - \frac{2311}{348 \cdot 10^2} = 0.324 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,324 \text{ cm}^2$$

III.1.4 Vérification a l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.350 = 35\text{cm} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} \times 100 \times 7 \times \frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} = 0.797 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2 > A_s = 0.324 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier est **5HA8 = 2,51 cm²** avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification aux cisaillements : (BAEL91/Art A.5.1)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

D'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec :}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.15}; 4 \right\} \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{2.5; 4\} \text{ Mpa.} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ Mpa} \ll \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : coefficient de scellement droit.

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125,6} = 0,189 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,189 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow$ Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL91 A.1.2.2) :**

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5) \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_S = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

$$L_S = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5,33/BAEL modifié 99) :**

Armatures principales: $St = 20\text{cm} < St = \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$. → Condition vérifiée.

Armatures de répartition: $St = 25\text{cm} < St \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$. → Condition vérifiée

III.1.5 Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans L'acier :**

L'acrotère est soumis aux intempéries, donc on considère le cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HA de } \varnothing \geq 6 \text{ mm}$$

On aura :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667 ; 201.636 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,636 \text{ Mpa}$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} ; A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,358 \longrightarrow \beta = 0,907 \longrightarrow k = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3 \times 10^3}{0,907 \times 70 \times 2,51 \times 10^3} = 37,651 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,636 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les contraintes dans le béton doivent vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton à la compression considéré à l'ELS.

On a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{37,651}{38,76} = 0,971 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,971 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

On doit vérifier que la résultante des forces horizontales de calcul « F_p » doit être inférieure à l'action de la main courante « Q ».

Sachant que :
$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage. (Groupe d'usage 2, zone sismique IIa => $A = 0,15$).

C_p : facteur de force horizontale pour un élément secondaire, variant entre 0,3 et 0,8 (voir tableau (6-1) du **(RPA99-V2003)**). Dans notre cas $C_p = 0,8$.

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.7125 \text{ KN}$.

On aura donc :

$$F_p = 4 (0,15) (0,8) (1,7125) / 1 \text{ ml} = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml (condition vérifiée).}$$

Conclusion:

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **5 HA 8 = 2.51 cm²** avec un espacement de **20 cm**.
- Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **25cm**.

III.2 Calcul des planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité ; constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4)[cm], reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

III.2.1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_T \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles

$$A_T \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_T = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$; Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_T}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$; Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Conclusion : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (**4 × 4 × 200 × 200**) mm².

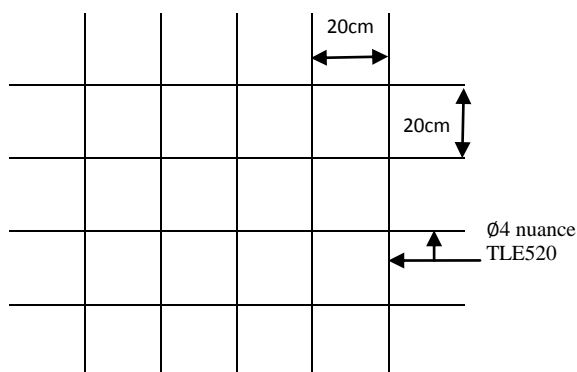


Figure III.6 : Treillis soudé de 20x20 cm

III.2.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et son calcul se fait en deux étapes ; avant et après coulage de la dalle de compression.

1) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

2) Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

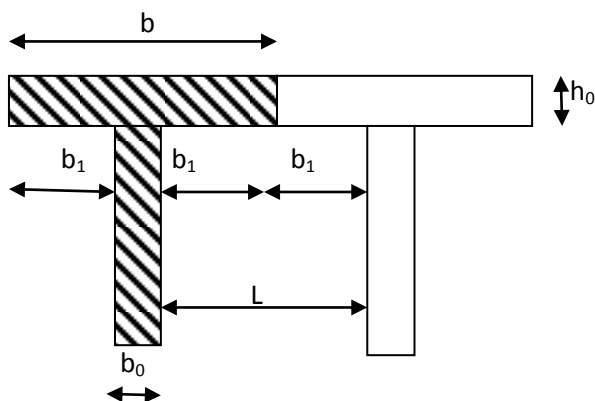


Figure III.7 : Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelles

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

$h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression .

▪ **1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids des ouvriers.

Avec :

$$l = 65\text{cm (largeur de l'hourdis)}$$

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{KN/ml}$$

$$\text{Poids du corps creux : } G2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{KN/ml}$$

$$\text{Surcharge due à l'ouvrier: } Q = 1\text{KN/ml.}$$

➤ **Combinaisons de charges :**

$$\text{Charge permanente : } G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

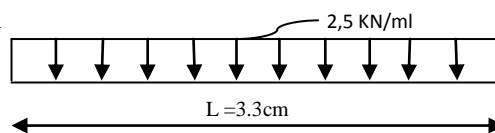
$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

❖ **calcul à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$



➤ **Calcul de Moment en travée:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.3^2}{8} = 3.403 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant sur appuis :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.3}{2} = 4,125 \text{ kN}$$

➤ **Ferraillage de la poutrelle:**

Soit l'enrobage $c = 2\text{cm}$

La utile $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{3.403 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \quad \mu_u = 4.992 \gg 0.392 \longrightarrow \text{SDA}$$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80à120cm).

▪ **2ème étape Après le coulage de dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

➤ **Les charges supportées par la poutrelle :**

Plancher étage courant : $G = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{Kn} / \text{ml}$

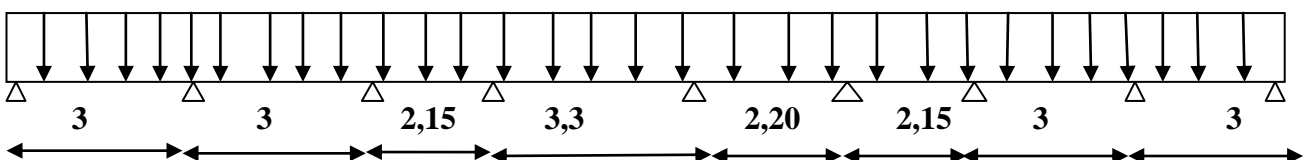
Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0.65 = 0,975 \text{KN} / \text{ml}$

➤ **Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants

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

On a une poutre sur neuf appuis ; on aura donc :



a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)**

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/ ml.

$$\diamond Q = 0,975 \leq \max (2G ; 5\text{KN/ml}).$$

$$2 \times G = 2 \times 3,575 = 7,15 \text{KN / ml}$$

1) $Q = 0,975 \leq \max (7,15 \text{KN / ml} ; 5\text{KN/ml}) \rightarrow$ 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** :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

Travée	Longueur l_i (m)	Longueur l_i / l_{i+1}	Conclusion
1-2	3	1	Condition vérifiée
2-3	3	1,39	
3-4	2.15	0,65	Condition non vérifiée
4-5	3,3		
5-6	2,2	1,5	Condition non vérifiée
6-7	2,15	1,02	Condition vérifiée
7-8	3	0,71	Condition non vérifiée
8-9	3	1	Condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont pas toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

On utilise la méthode des trois moments.

b) Principe de la méthode des trois moments :

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

- **Moments aux appuis :**

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

- **En travée :**

$$M(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_i + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \right) x$$

La position du moment maximum $\frac{dm(x)}{dx} = 0 \longrightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1}}{qx l_i}$

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

Au niveau d'un appui « i » :

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Au niveau d'un appui « i+1 » :

$$T_i = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

- **Combinaison de charge :**

A L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0,975 = 6.288 \text{ Kn / ml}$

A L'ELS : $q_s = G + Q = 4,55 \text{ Kn / ml}$

- **Moments aux appuis :**

Appuis	l_i	L_{i+1}	$q_i=q_{i+1}$	$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i+l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = -$ $[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}]$	M_i (KN.m)
1	0	3	6,288	$6M_1+3M_2 = -42,444$	-4,5
2	3	3	6,288	$3M_1+12M_2+3M_3 = -84,888$	-5,14
3	3	2,15	6,288	$3M_2+10,3M_3+2,15M_4 = -58,067$	-3,20
4	2,15	3,3	6,288	$2,15M_3+10,9M_4+3,3M_5 = -72,116$	-4,46
5	3,3	2,20	6,288	$3,3M_4+11M_5+2,20M_6 = -73,231$	-5,02
6	2,20	2,15	6,288	$2,20M_5+8,7M_6+2,15M_7 = -32,361$	-1,49
7	2,15	3	6,288	$2,15M_6+10,3M_7+3M_8 = -58,067$	-3,20
8	3	3	6,288	$3M_7+12M_8+3M_9 = -84,888$	-5,14
9	3	0	6,288	$3M_8+6M_9 = -42,444$	-4,5

Tableau III.1 : moment aux appuis (l'ELU)

Remarque :

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

- **Calcul des moments corrigés aux appuis :**

$$M_1 = M_9 = (-4,5) - (1/3) \times (-4,5) = -3 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_8 = (-5,14) - (1/3) \times (-5,14) = -3,426 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_7 = (-3,20) - (1/3) \times (-3,20) = -2,133 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-4,46) - (1/3) \times (-4,46) = -2,973 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-5,02) - (1/3) \times (-5,02) = -3,346 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (-1,49) - (1/3) \times (-1,49) = -0,993 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments maximaux en travée** : Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_i + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \right) x$$

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M _i (KN/m)	M _{i+1} (KN/m)	X (m)	M _t (x)
1-2	3	6.288	-3	-3.426	1,48	3,86
2-3	3	6.288	-3.426	-2.133	1.43	4,307
3-4	2,15	6.288	-2,133	-2.973	1.01	1,097
4-5	3,3	6.288	-2.973	-3.346	1,63	5,407
5-6	2,20	6.288	-3.346	-0.993	1,27	1,724
6-7	2,15	6.288	-0.993	-2.133	0,99	2.097
7-8	3	6.288	-2,133	-3.426	1,43	4,307
8-9	3	6.288	-3.426	-3	1.48	3,86

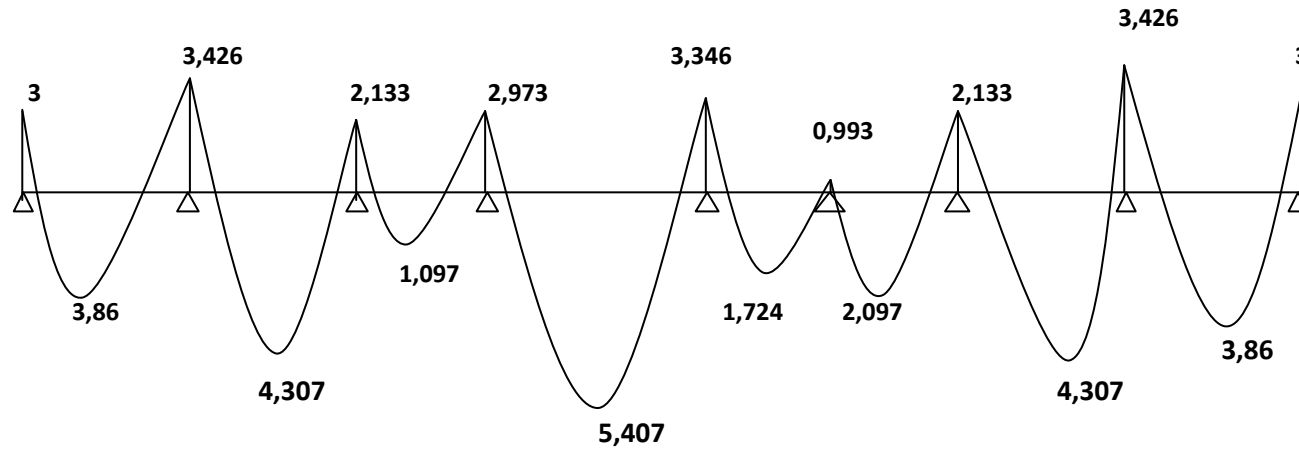
Tableau III.2 : moment en travée (l'ELU)

Calcul des efforts tranchants :

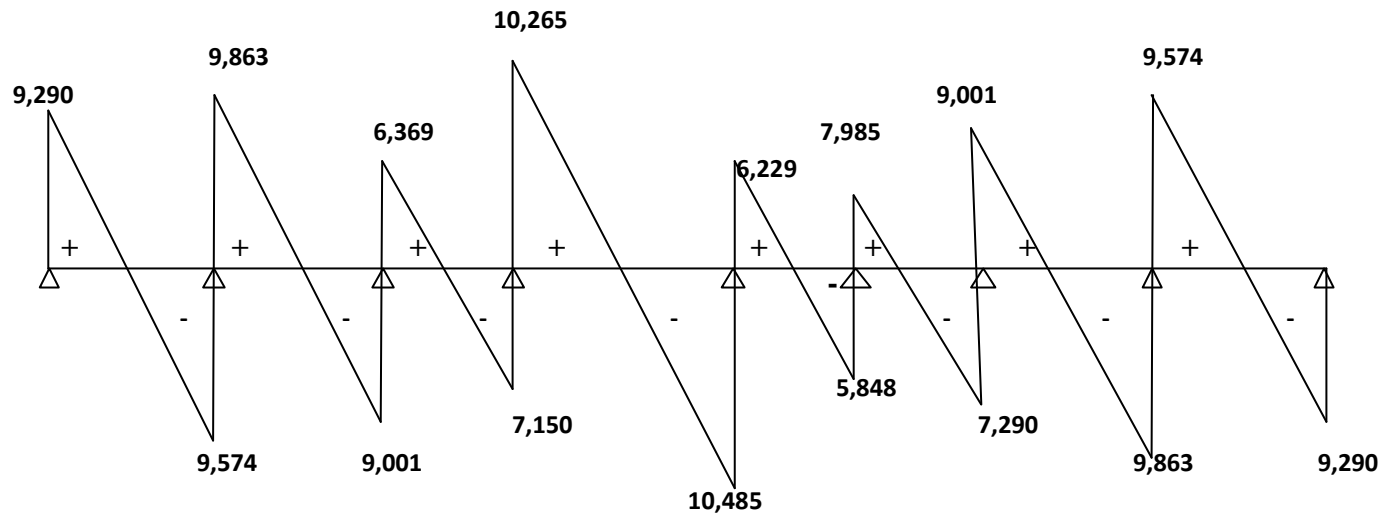
Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_i (KN/m)	M_{i+1} (KN/m)	V(x) (KN)	
					X=0	X=L
1-2	3	6.288	-3	-3.426	9,290	-9,574
2-3	3	6.288	-3.426	-2.133	9,863	-9,001
3-4	2,15	6.288	-2,133	-2.973	6,369	-7,150
4-5	3,3	6.288	-2.973	-3.346	10,265	-10,485
5-6	2,20	6.288	-3.346	-0.993	7,985	-5,848
6-7	2,15	6.288	-0.993	-2.133	6,229	-7,290
7-8	3	6.288	-2,133	-3.426	9,001	-9,863
8-9	3	6.288	-3.426	-3	9,574	-9,290

Tableau III.3 : efforts tranchant (l'ELU)

Le diagramme de moments fléchissant



Le diagramme des efforts tranchants



Conclusion :

Les moments max sur appuis et en travées sont :

$$M_{max}^t = 5,407 \text{ Kn.m}$$

$$M_{max}^a = 3,426 \text{ Kn.m}$$

L'effort tranchant max est :

$$V_u^{max} = 10,485 \text{ Kn}$$

III.2.3 Ferrailage a l'ELU

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

a) Armatures longitudinales:

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{max} = 5,407 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{max} = 3.426 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

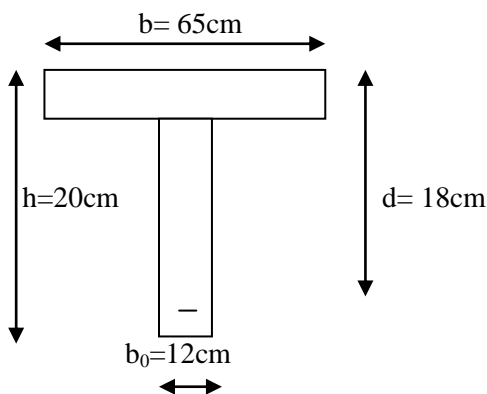


Figure III.11: Section de la poutre en Té.

1)- En travées :

Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec} : f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 5,407 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de (65×20) cm².

➤ **Sections d'armatures** :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,407 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_u = 0.018 < \mu = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.0227$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0227 = 0.9909$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta = 0.9909$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,407 \times 10^5}{0.9909 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0,871 \text{ cm}^2$$

Remarque

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$\text{Soit : } A_{st} = 2\text{HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis**:

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 de largeur $b_0 = 12$ cm et de hauteur $h = 20$ cm.

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.426 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_u = 0.062 < \mu = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.062 \rightarrow \beta = 0.968$$

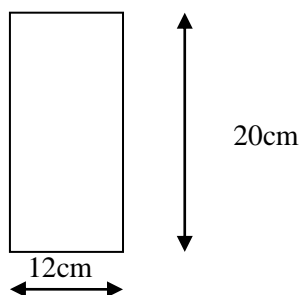


Figure III.12 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.426 \times 10^5}{0.968 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.565 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

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

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

c) Espacement des armatures : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40\text{cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 0,9 \times 18 ; 40\text{cm} \}$$

$$St \leq 16.2\text{cm} \longrightarrow St = 15\text{cm}$$

Conclusion:

En travée : $2\text{HA} 12 = 2.26\text{cm}^2$.

Aux appuis : $2\text{HA} 10 = 1.57\text{cm}^2$.

Les armatures transversales : $2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

III.2.4 Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :

❖ **Aux appuis :**

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

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

$$A_{st}^{\min} \geq A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **En travée :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec : $V_U = V_{max} = 10,485 \text{ kN.}$

$$\tau_u = \frac{10,485 \times 1000}{120 \times 180} = 0,485 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,485 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

c) Vérification de contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

❖ **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,485 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 0,858 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,889 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,485 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 131,88} = 0,49 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Avec :

 τ_{su} : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

 Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

Nous prendrons: **Ls= 45 cm.****Remarque :**

La longueur d'ancrage L_s dépasse la largeur de la poutre, on adoptera un crochet normal, donc on substitue à L_c la longueur d'ancrage.

$$L_a = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III.2.5 Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,288 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS: } q_s = G + Q = 3,575 + 0,975 = 4,55 \text{ kN /ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = 0,72$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

a) Les moments aux appuis :

Appuis	Moments
1	-2,160
2	-2,466
3	-1,535
4	-2,141
5	-2,409
6	-0,715
7	-1,535
8	-2,466
9	-2,160

Tableau III.4 : moments aux appuis (l'ELS)

b) Les moments en travée :

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
Moments	2,779	3,098	0,789	3,893	1,241	1,509	3,101	2,789

Tableau III.5 : moments en travées (l'ELS)

● Vérification de la contrainte dans les aciers :

❖ En travée :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA12 = 3.39\text{cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{avec : } A_{st} = 2,26\text{cm}^2 ; M_{max}^t = 3.893\text{ KN.m} ; d = 18\text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1.05$$

$$\left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,858 \\ k_1 = 20,21 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{a partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.893 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 111,53\text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348\text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

● Vérification de la contrainte dans le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \quad \text{avec } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{20,21} = 0,0494$$

$$\sigma_{bc} = 0,0494 \times 111,53 = 5,50\text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,50 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est **2HA 10= 1.57cm²**.

$$\sigma_s = \frac{M_{max}^a}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{avec : } A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 ; M_{max}^a = 2.466 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0.876 \\ k_1 = 25.32 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{a partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.466 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 99,613 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \quad \text{avec } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{25.32} = 0,039$$

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 99,613 = 3.884 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.884 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELS sont satisfaisantes.

• Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

• Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,3}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4,55 \times \frac{3,3^2}{8} = 6,193 \text{ kN.m.}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{330} = 0,060 > \frac{5,407}{15 \times 59,072} = 0,0061 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \ 3) \frac{h}{l} = \frac{20}{330} = 0,060 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,0104 < \frac{3,30}{f_e} = \frac{3,30}{400} = 0,0082 \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

▪ Calcul de la flèche :

$$\text{Il faut vérifier que : } f = \frac{M_s^t}{10 E_v I_{fv}} L^2 \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} \text{ est donné par la formule suivante : } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

a) Calcul des paramètres :

La position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,26 \times 18) \\ &= 3739,3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 2,26) = 485,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739,3}{485,9} = 7,695 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,695 = 12,305 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b-b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,695^3 + 12,305^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7,695 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2,26 \times (12,305 - 2)^2$$

$$I_0 = 20033,53 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des coefficients:

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,010$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 348 + 2,1} ; 0 \right) = 0,985$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,010} = 1,68$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20033,53}{1 + 1,68 \times 0,985} = 8300,76 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_s^t L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{3,893}{10} \frac{1000 \times 330^2}{10818,865 \times 8300,76} = \mathbf{0,47 \text{ cm}}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{330}{500} = \mathbf{0,66 \text{ cm}}$$

$f = 0,47 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **2 HA12 = 2,26 cm²**.

Armatures en appuis : **2 HA 10 = 1,57 cm²**.

Armatures transversales : **2HA8=1,00 cm²**, avec un espacement de **15 cm**.

III.3 Les balcons :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

III.3.1 Dimensionnement des balcons :

-largeur : $L = 1,45 \text{ m} = 145 \text{ cm}$

-Epaisseur du balcon : $e \geq \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14,5 \text{ cm}$

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

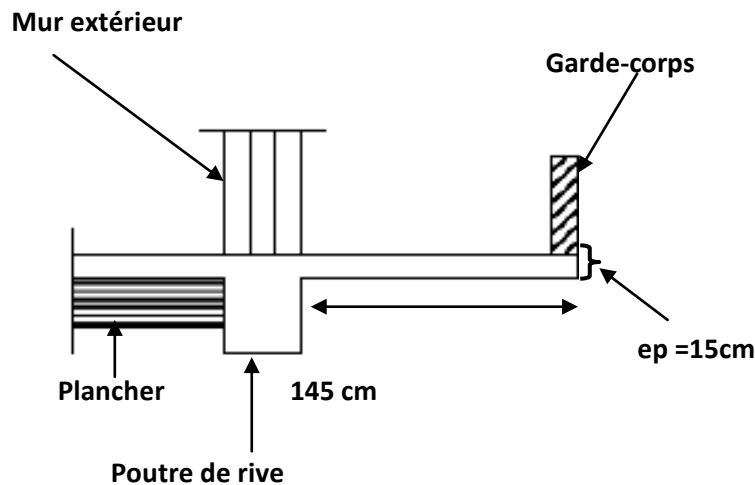


Figure III.13: Schéma du balcon.

III.3.2 Détermination des charges et surcharges de la console :

- **Surcharge d'exploitation:** D'après le DTR : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- **Charges permanentes:** $G_1 = 5,39 \text{ KN/m}^2$ (déterminer dans le chapitre II).
- **Charges permanentes de garde-corps :**

Eléments	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p=0,1\text{m}$)	0,1	9	0,9
Enduit de ciment	0,04	22	0,88
Somme (g)			$G_2 = 1,78$

Tableau III. 6 : charge permanentes de garde-corps.

III.3.3 Combinaisons de charges :**A l'ELU :**

La dalle: $q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5 Q) \times 1m = [(1,35 \times 5,39) + (1,5 \times 3,5)] \times 1m = 12,526 \text{ KN/ml}$.

Le garde-corps: $q_{u2} = (1,35 \times G_2) \times 1 m \times 1m = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ KN}$.

A l'ELS :

La dalle: $q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1 m = (5,39 + 3,5) \times 1 m = 8,89 \text{ KN/ml}$.

Le garde-corps: $q_{s2} = G_2 = 1,78 \times 1m \times 1m = 1,78 \text{ KN}$

III.3.4 Calcul des efforts internes :**Al'ELU:**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,526 \times 1,45^2}{2} + 2,403 \times 1,45 = 16,652 \text{ KN.m}$$

$$V_U = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,526 \times 1,45 + 2,403 = 20,565 \text{ KN}$$

AL'ELS:

$$M_{s1} = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} = 8,89 \times \frac{1,45^2}{2} = 9,345 \text{ KN.m}$$

$$M_{s2} = q_{s2} \times l = 1,78 \times 1,45 = 2,581 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} = 9,345 + 2,581 = 11,926 \text{ KN.m}$$

III.3.5 Calcul du Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $d = 12 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

Fe 400 ; $\mu = 0,392$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

ψ_s : coefficient de scellement 1,5 (HA)

a) Armature principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,652 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,081$$

$$\mu_u = 0,081 < 0,392 \rightarrow \text{SSA: section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,081 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,652 \times 10^6}{0,957 \times 1200 \times 348} = 416 \text{ mm}^2 = 4,16 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 /ml = 5,65 cm². avec : S_t=20cm

Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 8 = 2,51 cm²

Soit S_t = 20cm.

III.3.5 Vérifications à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 /Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

b. Vérification au cisaillement :(A5.1.2/BAEL91modifie99) :

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

- Fissuration est préjudiciable

Avec :

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

$$\bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

V_u : effort tranchant.

$$V_u = 20,565 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20,565 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,171 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,171 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b) Vérification de l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient e scellement droit ; $\Psi_s = 1,5 \rightarrow HA$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

Donc :

$$\triangleright \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\triangleright \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\triangleright \tau_{se} = \frac{20.565 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,01 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

- **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition:**

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1, 221BAEL91 mod99).

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{se} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

On adopte $L_s = 45$ cm

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à : $L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18$ cm

On adopte $L_c = 18$ cm.

III.3.6 Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes :

a) Dans l'acier:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6$ mm $\rightarrow \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,66; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = 100 \frac{A_s}{b \times d} = 100 \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,471$$

$$\rho = 0,471 \rightarrow \beta_1 = 0,896$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{11,926 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 196,31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 196,31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,896 \rightarrow K_1 = 33,08$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{196,31}{33,08} = 5,93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche:**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{e}{l} \geq \frac{M_t}{20M_x}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec:

$$h=15\text{cm}; \quad L=1.45\text{m}; \quad f_e=400\text{Mpa}; \quad A=5,65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{e}{l} = \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{l} \geq \frac{M_s}{20M_x} \longrightarrow \frac{e}{l} = \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{M_s}{20M_x} = \frac{11,926}{20 \times 16.652} = 0.035 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{12 \times 100} = 0.004 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **5 HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement de **20 cm**.

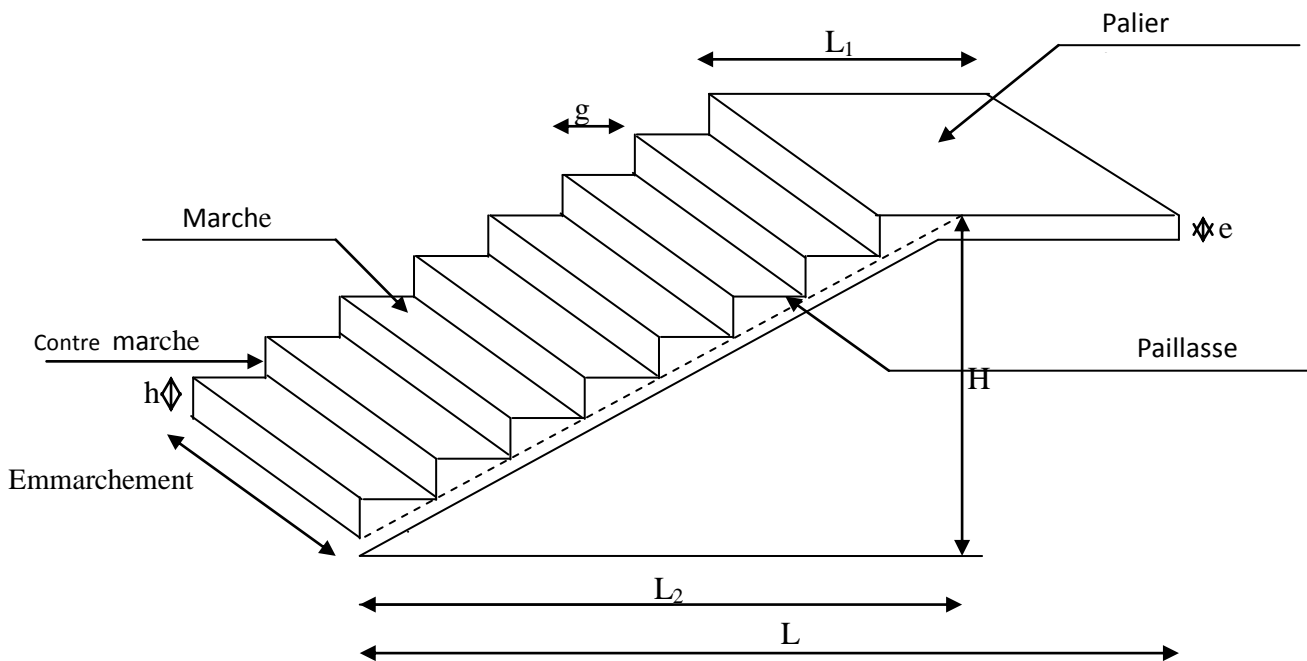
Armatures de répartition : **5 HA 8 = 2.51cm²** avec un espacement de **20cm**.

III.4 Calcul des escaliers :

III.4.1 Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III-4-2) Terminologie :



- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : C'est la partie verticale entre deux marches consécutives.
- **La hauteur h** : représente la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron** : C'est la distance en plan sur laquelle on pose le pied, il sépare deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou chaque étage.
- **L'embranchement** : C'est la longueur des marches.

III.4.3 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g)
- L'épaisseur de la paillasse (e).

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} < g+2h < 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur de la contre marche : $14\text{cm} < h < 20\text{cm}$

g : hauteur de la marche (giron)

On adopte : **h= 17cm.**

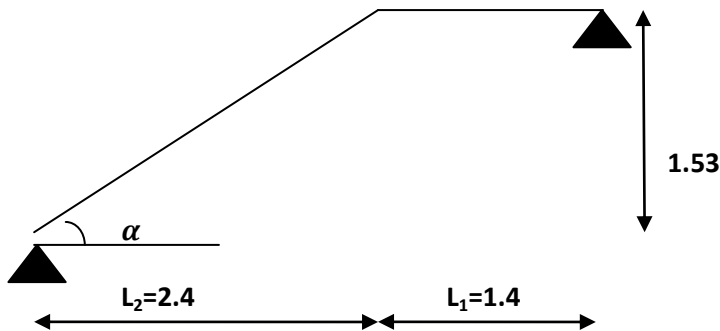


Figure : III.14 Schéma statique d'escalier

- **Nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{H}{h}$$

Avec :

n : nombre de contre marches

H : hauteur d'une volée

On a :

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (contre marche)}$$

- **Le nombre de marches m :**

$$m = n-1=9-1=8 =8 \text{ marche}$$

L'embranchement doit être $\geq 120 m$

Soit un embranchement de 1,40 m.

- **Calcul du giron « g » :**

$$g = \frac{L}{m} = \frac{240}{8} = 30cm$$

$$g = 30cm$$

- **La ligne de foulée L:**

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 cm.$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 cm.$$

$$59 cm \leq 2h+g = 64 cm \leq 66 cm \longrightarrow \text{Condition vérifiée donc l'escalier est confort.}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par:

$$\frac{l_0}{30} \geq e_p \geq \frac{l_0}{20}$$

Avec

l_0 : Longueur totale entre nus d'appuis

$$L_0 = L' + L_1$$

L' : la portée réelle de la paillasse.

L_1 : longueur du palier

$$L' = \frac{240}{\cos \alpha}$$

α : l'inclinaison de la paillasse

- **Détermination de α :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L' = \frac{2.40}{\cos 32.51} = 2.85m$$

Donc : $L_0 = 2.85 + 1.40 = 4.25 m$

$$\frac{425}{30} \leq e_p \leq \frac{425}{20} \rightarrow 14.16 \leq e_p \leq 21.25 \longrightarrow \text{On prend : } e_p = 20cm$$

III-4-4 Détermination des charges et surcharges:

Le calcul s'effectuera pour 1 mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et on considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

a) Les charges permanentes :**➤ La paillasse (La volée):**

	Élément	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	lit de sable	18	0.02	0.36
4	Marches	25	$\frac{0.17}{2}$	2.125
5	Paillasse	25	$\frac{0.20}{\cos \alpha}$	5.74
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
7	Gard corps	10	0.6	0.60
				$G_T = 9.935$

Tableau III.7 : Charges permanentes revenant à la paillasse**➤ Le palier :**

	Élément	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	lit de sable	18	0.02	0.36
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
7	Palier	25	0.20	5
				$G_T = 6.47$

Tableau III.8: Charges permanentes revenant au palier.

b) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir du DTR :

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

• Combinaisons des charges :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **Paillasse** : $q_{ups} = (1,35 \times 9,935 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 17,16\text{KN} / \text{ml}$
- **le palier** : $q_{upl} = (1,35 \times 6,47 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,48 \text{ KN} / \text{ml}$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q$$

- **Paillasse** : $q_{sps} = (9,935 + 2,5) \times 1 = 12,435\text{KN/ml}$
- **Le palier** : $q_{spl} = (6,47 + 2,5) \times 1 = 8,97\text{KN/ml}$

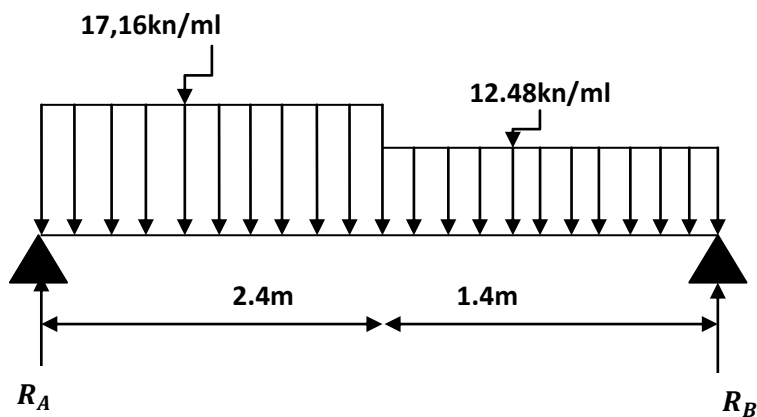
III.5.5 Calcul à l'ELU:

Figure III.15 : Schéma statique de calcul à ELU.

a) Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de RDM :

$$\Sigma F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (2,4 \times 17,16) + (1,4 \times 12,48) = 58,66 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 58,66 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \longrightarrow 17,16 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + 1,4 \times 12,48 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,4\right) - R_B \times 3,8 = 0$$

$$R_B \times 3,8 = 103,58 \text{ KN}$$

Donc:

$$\begin{cases} R_A = 31,40 \text{ KN} \\ R_B = 27,26 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul des moments et des efforts tranchants:

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$:

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = R_A - q_{ps}x$$

$$T(x) = 31,4 - 17,16x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 2,4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} T_Y = 31,4 \text{ KN} \\ T_Y = -9,78 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = 31,4x - \frac{17,16}{2}x^2$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 2,4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = 25,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

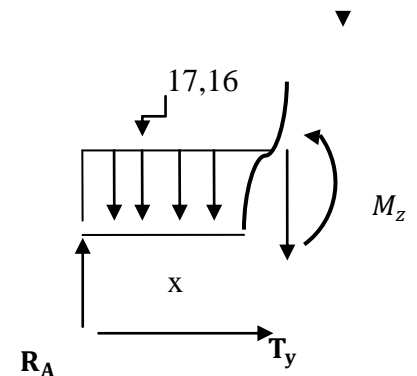
Moment maximum :

$$\frac{\partial M_{t(z)}}{\partial x} = 0 \rightarrow 31,4 - 17,16x_{tm} = 0$$

$$x_{tm} = \frac{31,4}{17,16} = 1,83 \text{ m}$$

Le moment est max pour : $x_{tm} = 1,83 \text{ m}$.

$$M_{z\max} = 28,73 \text{ KN.m}$$



- 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$:

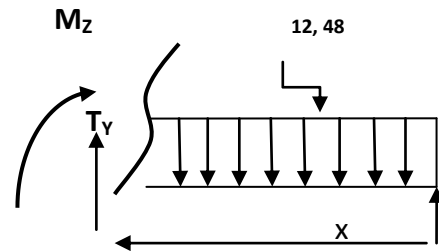
L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -27.26 + 12.48x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 1.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = -27.26 \text{ KN} \\ T_x = -9.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 27.26x - \frac{12.48}{2}x^2$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 1.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = 25.93 \text{ KN.M} \end{cases}$$



Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0.3M_{zmax} = -0.3 \times 28.73 = -8.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux travées : } M_{ut} = 0.85M_{zmax} = 24.42 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

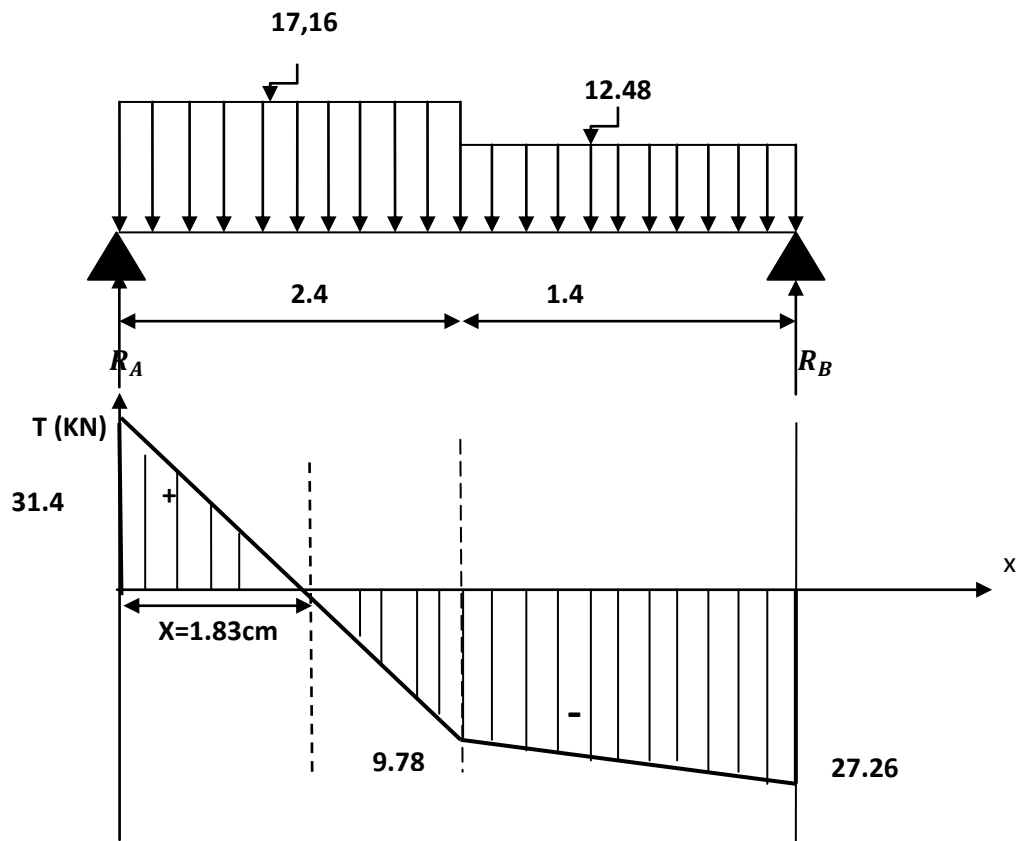


Figure : III.16 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

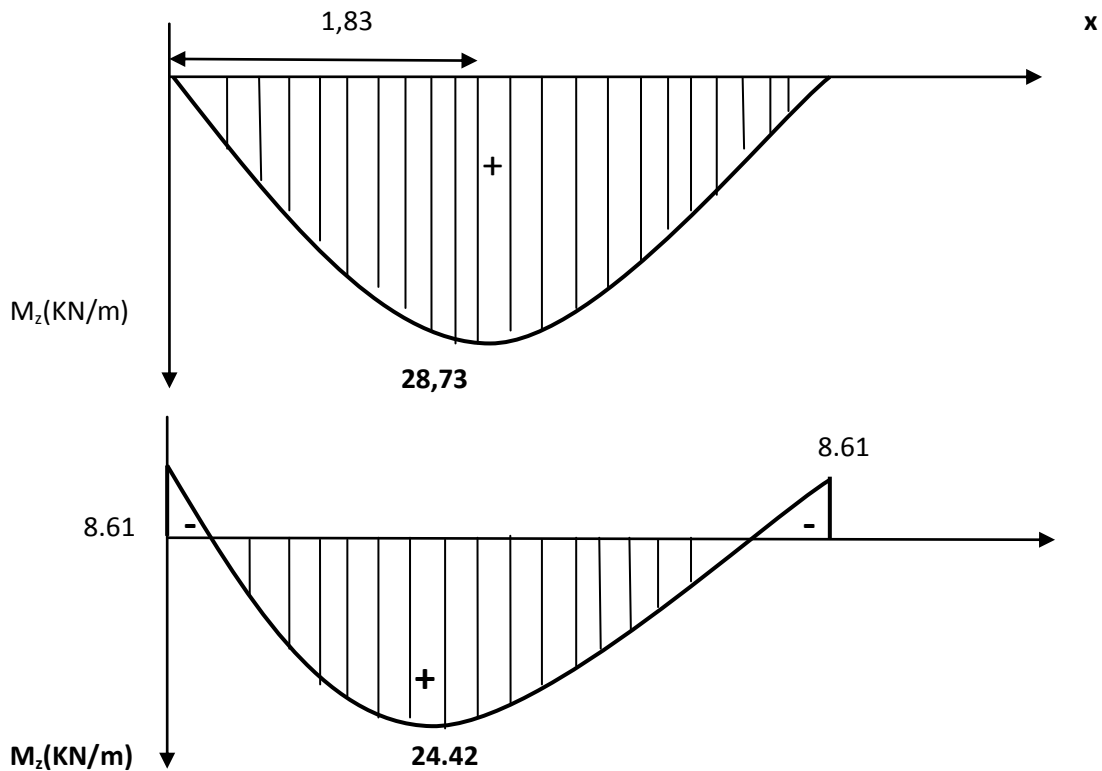


Figure : III.17 Diagramme de moments fléchissant avant et après correction

III.4.6 Calcul des armatures (ferraillage à l'ELU) :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

a) Armatures principales :➤ **Aux appuis :**

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$M_{ua} = -8.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{8.61 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.019$$

$\mu_b = 0.019 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

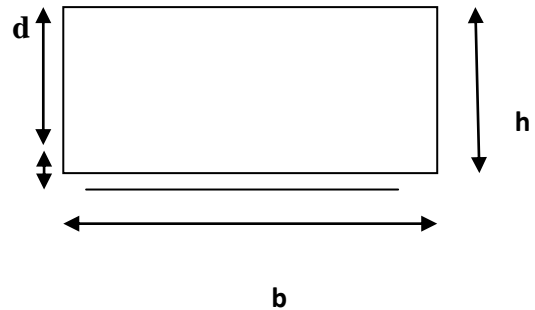
$$A_{st} = \frac{8.61 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec : un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$



➤ **En travée :**a) **Armatures principales :**

$$M_{ut} = 24.42 \text{ kN.m} \quad \mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{24.42}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,053$$

$\mu_b = 0,053 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0,053 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{24.42 \times 10^3}{0,972 \times 18 \times 348} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm²** avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

b) **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,13 \text{ cm}$$

Soit : **4 HA 10 = 3.14 cm²** avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.7 Vérification à l'ELU :a) **Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1) :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL91 modifie 99) :➤ **Armatures principales :**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures répartitions :**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la Contrainte de cisaillement : (Art A5.1,1 BAEL91 modifie 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$T_{\max} = 31,4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{31,4 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,174 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :➤ **Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,4 ,321) :**

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 31,4 \text{ kN} \leq 1080 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A. 5. 4.321) :**

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{V_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -8.61 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 31.4 \text{ kN}$$

$$\left(31.4 + \frac{8.61}{0,9 \times 0,18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 2.43 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

- **Appui : 4 HA 12**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

Avec n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{31.410^3}{0,9 \times 180 \times 150.72} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Travée: 4 HA 12**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{31.410^3}{0,9 \times 180 \times 150.72} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2 :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{42,32 \text{ cm.}}$$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$

Remarque : Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$. (Art A.6.253 /BAEL91):

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

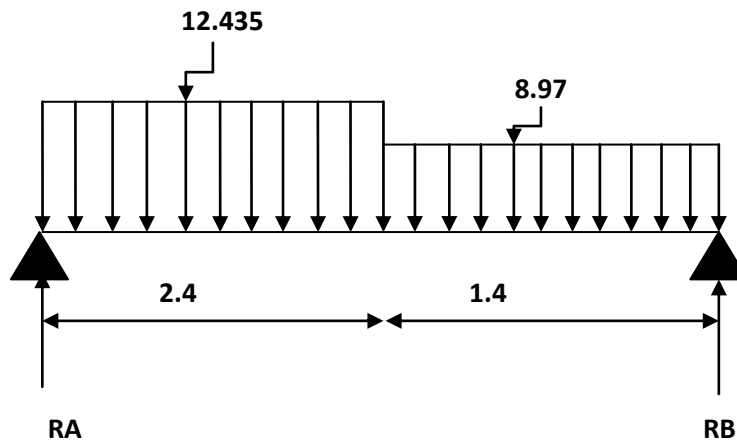
III.4.7 Calcul à l'ELS :

Figure: III.18 Schéma statique de calcul à ELS.

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow RA + RB = (2.4 \times 12.435) + (1.4 \times 8.97) = 42.40 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 42.40 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 12.435 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 1.4 \times 8.97 \times \left(\frac{1.4}{2} + 2.4\right) - R_B \times 3.8 = 0$$

$$R_B \times 3.8 = 74.74 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.67 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} R_A = 22,73 \text{ KN} \\ R_B = 19,67 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants:**

• 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$:

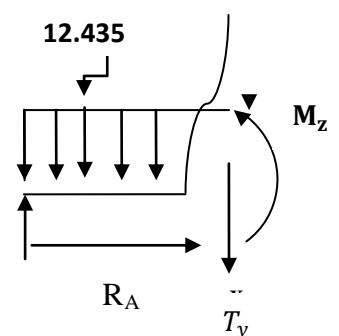
L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = 22,73 - 12,435x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 2.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_Y = 22,73 \text{ KN} \\ T_Y = -7,11 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = 22,73x - \frac{12,435}{2}x^2$$



$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 2.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{KN.m} \\ M_z = 18.74 \text{KN.M} \end{cases}$$

Moment maximum :

$$\frac{\partial M_{t(z)}}{\partial x} = 0 \rightarrow 22.73 - 12.435x_{tm} = 0$$

$$x_{tm} = \frac{22.73}{12.435} = 1.83 \text{m}$$

Le moment est max pour : $x_{tm} = 1.83 \text{ m}$.

$$M_{zmax} = 20.77 \text{KN.m}$$

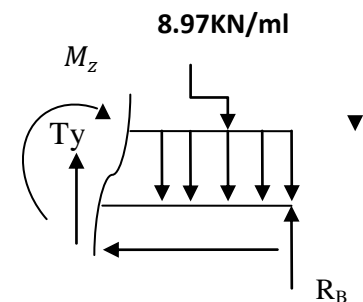
- 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T(x) = -19.67 + 8.97x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 1.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = -19.67 \text{KN} \\ T_x = -7.11 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_z = 19.67x - \frac{8.97}{2}x^2$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 1.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{KN.m} \\ M_z = 18.74 \text{KN.m} \end{cases}$$



A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0,3M_{zmax} = -0,3 \times 20,77 = -6,23 \text{KN.m}$$

$$\text{Aux travées : } M_{ut} = 0,85M_{zmax} = 17,65 \text{N.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur l diagramme ci-dessous :

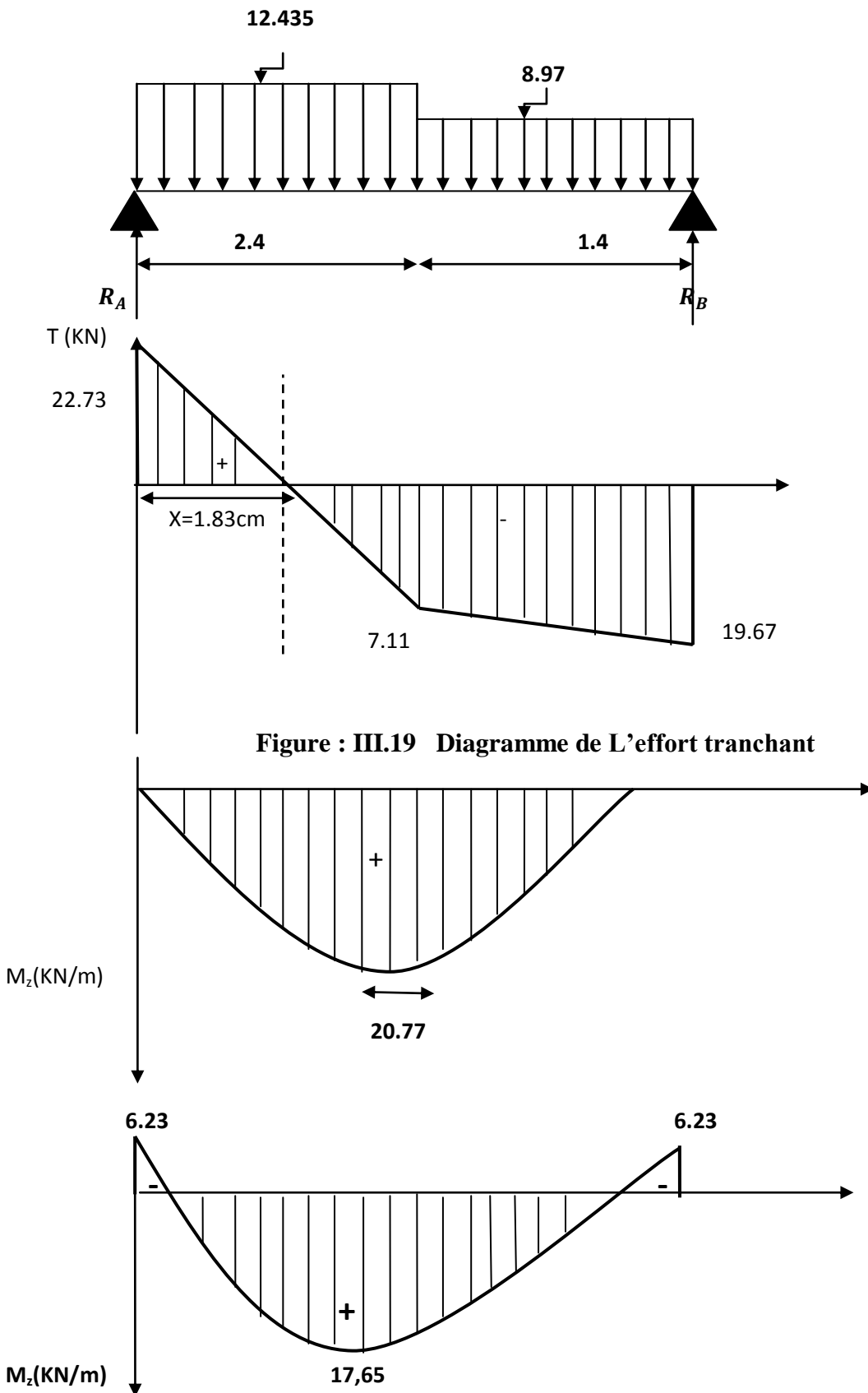


Figure : III.19 Diagramme de L'effort tranchant

Figure : III.20 Diagramme des moments fléchissant en tenant compte du semi-encastrement

III.4.8 vérification a l'ELS :**a) Vérification des contraintes :**

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ Vérification de la contrainte de compression dans acier [Art. A.4.5.23] :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

- **En travée:**

Avec :

$$M_s = 17.65 \text{ kN.m}$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4.52}{100 \cdot 18} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \rightarrow \beta_1 = 0,92 \rightarrow K_1 = 47.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.65 \times 10^3}{0,92 \times 18 \times 4,52} = 235,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 235.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 6.23 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4.52}{100 \cdot 18} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \rightarrow \beta_1 = 0,92 \rightarrow K_1 = 47,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.23 \times 10^3}{0,90 \times 18 \times 4,52} = 85,081 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 85,081 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

• **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47,5} \times 85,081 = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **En travée:**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47,5} \times 235,80 = 4,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche:

a. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

b. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

c. $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_t : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

a. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0,052 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} + 0.5$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 20) + (15 \times 4.52) = 2067,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10,26 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,26 = 9,74 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,26^3 + 9,74^3) + 15 \times 4.52 \times (9,74 - 2)^2$$

$$I_0 = 70863.60 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients :**

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0,0025$$

$$\lambda_0 = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0,0025} = 3.36$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4.52 \times 100}{100 \times 18} = 0,25 \Rightarrow \beta = 0,92$$

▪ La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.65 \times 10^3}{0,92 \times 18 \times 4.52} = 235.80 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,25 \times 235.80 + 2,1} = 0,98$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_0)} = \frac{1,1 \times 70863.60}{1 + (0,98 \times 2,71)} = 21322.27 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{17.65 \times (3.8)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 21322.27} = 1.10 \text{ cm.}$$

$$f = 1.10 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toutes vérifications, les escaliers seront ferrailés comme suit :

➤ **Aux Appuis:**

Armatures principales: **4HA12/ml** avec un espacement **st= 25 cm.**

Armatures de répartitions : **4HA10/ml** avec un espacement **st= 25 cm.**

➤ **En travée :**

Armatures principales: **4HA12/ml** avec un espacement **st= 25 cm.**

Armatures de répartitions : **4 HA10/ml** avec un espacement **st= 25 cm.**

III-5. Poutre Palière :**III.5.1 Définition :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier et la paillasse, Elle encadrée à ces deux extrémités.

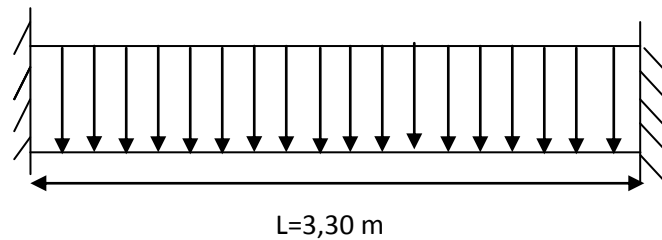


Figure : III.21 Schéma statique de la poutre palière

III.5.2. Pré dimensionnement :**1-Hauteur de la poutre palière :**

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \rightarrow \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \rightarrow 22\text{cm} \leq h_t \leq 33\text{cm}$$

h_t : Hauteur de la poutre.

L : la portée libre de la poutre.

On opte pour : $h_t=30\text{ cm}$

2- Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm}$$

On prend : $b=25\text{cm}$

- Vérification des conditions exigées par le RPA :**

$$h_t = 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 25\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière est de dimension : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$

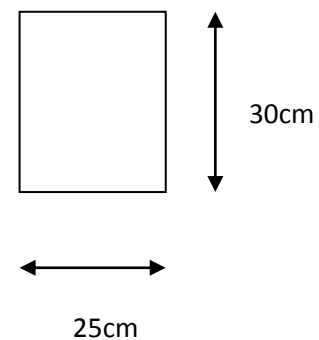


Figure : III.22 Section de la poutre palière

III.5.3 .Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,88 \text{ kN/ml}$.

Réactions d'appuis de palier : A L'ELU: $R_A = 31,4 \text{ KN}$

Réactions d'appuis de palier : A L'ELS: $R_A = 22,73 \text{ KN}$

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

III.5.4. Combinaison des charges et surcharges:

À l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_A = 1,35 \times 1,88 + 31,4/1 = 33,94 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 33,94 \text{ kN/ml}$$

À l'ELS:

$$q_s = G + R_A = 1,88 + 22,73/1 = 24,61 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 24,61 \text{ kN/ml}$$

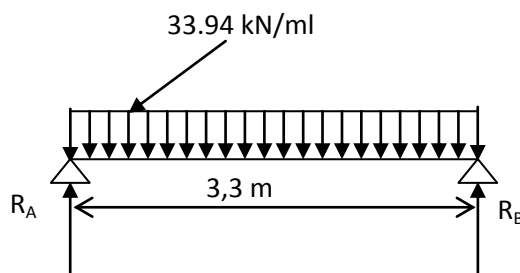
III.6.5 Calcul à l'ELU :

Figure : III .23 Schéma statique (ELU)

➤ Calcul des efforts internes :

• Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{33,94 \times 3,3}{2} = 56,001 \text{ KN}$$

- **Calcul de moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{33,94 \times 3,3^2}{8} = 46,20 \text{ kN.m}$$

Remarque :

En tenant compte des semi-encastres on aura:

Aux appuis : $M_a = -0,3.M_{\max} = -0,3 \times 46,20 = -13,86 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85.M_{\max} = 0,85 \times 46,20 = 39,27 \text{ kN.m}$

III.5.5 calcul à l'ELS :

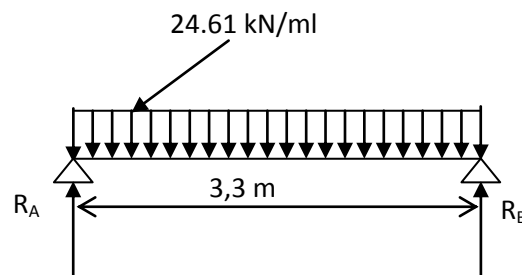


Figure : III.24 Schéma statique (ELS)

➤ **Calcul des efforts internes :**

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{24,61 \times 3,3}{2} = 40,61 \text{ kN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{24,61 \times 3,3^2}{8} = 33,50 \text{ kN.m}$$

Moments corrigés :

Aux appuis : $M_a = -0,3.M_{\max} = -0,3 \times 33,50 = -10,05 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85.M_{\max} = 0,85 \times 33,50 = 28,48 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

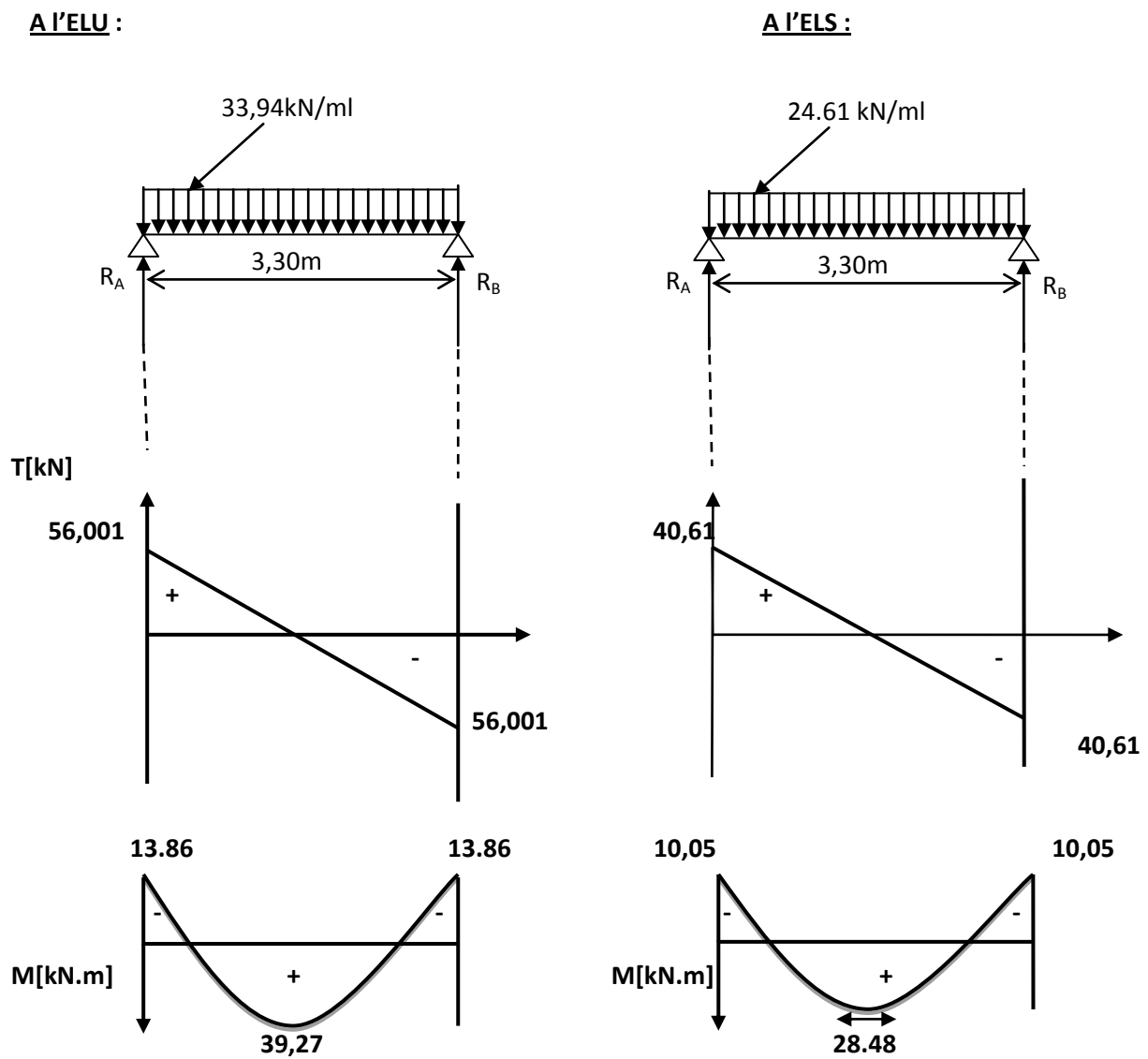


Figure : III.25 Diagrammes des efforts internes

III.5.7. Ferrailage (ELU) :

- **Calcul les armatures longitudinales :**

$$b = 25 \text{ cm} \quad ; \quad h = 30 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2,5 \text{ cm} \quad ; \quad d = 27,5 \text{ cm}.$$

➤ **Aux appuis:**

$$u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,86 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,052$$

$$u = 0,052 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,86 \times 10^3}{0,973 \times 27,5 \times 348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39,27 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,146$$

$$u_b = 0,146 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$u_b = 0,146 \Rightarrow \beta = 0,921$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{39,27 \times 10^3}{0,921 \times 27,5 \times 348} = 4,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

III.5.8. Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :**

$$A \geq A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 27,5 \times 25 \times \frac{2,1}{400} = 0,830 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,830 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 2,35\text{cm}^2 > 0,830\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle (art.A.5,1.1/BAEL91modifiées 99) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \{3,33\text{MPa}, 5\text{MPa}\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{56,001 \times 10^3}{0,25 \times 0,275 \times 10^6} = 0,815 < 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL91Art5.132) :

- **Influence sur les aciers :**

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} \leq A_{app}$$

$$A_u = \frac{56,001 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,60\text{cm}^2 < A_{app} = 3,39\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} = 56,001\text{kN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 250 \times 275 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 412,5\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = 56,001\text{kN} < 412,5\text{kN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

On doit vérifier :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \Sigma U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times (3,14) \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{56,001 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 131,88} = 1,72 \text{ MPa}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1,72 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e-Vérification de la longueur de scellement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1.21) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42,33 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

- Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49,38 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

- Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49,38 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{-En travée : } L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{-En appui : } L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}.$$

f. Armatures transversales :

-Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 14 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

$$\text{Soit : } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

e) espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit: } S_t = 7 \text{ cm.}$$

Zone courante:

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

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Remarque : Les premières armatures transversales, doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.6.9 Vérification à l'ELS :

Les moments corrigés :

$$M_t = 28,48 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -10,05 \text{ kN.m}$$

a) **Vérification des contraintes :**

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

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27,5} = 0,34 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39,95 \Rightarrow K = \frac{1}{39,95} = 0,025 \\ \beta_1 = 0,909 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10,05 \times 10^3}{0,909 \times 27,5 \times 2,35} = 171,08\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,025 \times 171,08 = 4,277 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27,5} = 0,672 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 26,67 \Rightarrow \kappa = 0,037 \\ \beta_1 = 0,880 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{28,48 \times 10^3}{0,880 \times 27,5 \times 4,62} = 254,73\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,037 \times 254,73 = 9,43 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0,091 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0,091 > \frac{28,48}{10(33,50)} = 0,086 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 27,5} = 0,0067 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes vérifications, la poutre palière sera ferrillée comme suit :

- Appuis : 3 HA10 = 2,35cm².
- Travée : 3HA14 = 4,62cm².
- Armature transversales: HA8.

Avec :

St=15 cm en zone courante (l'espaceement des armatures transversales).

St=8 cm en zone nodale (l'espaceement des armatures transversales).

III.6 L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique de circulation verticale, son rôle est de déplacer les personnes entre les différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. La vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$, la surface de la cabine est de $2,1025 \text{ m}^2$, la charge total que transmet le système de levage avec la cabine chargés est de 9 tonne répartie sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$

III.6.1 Dimensionnement :

Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule $h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{220}{30} = 7,33 \text{ cm}$

le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur **ht = 15cm**

III.6.2 Calcul de la dalle pleine :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4

Cotés avec $L_x = 2 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$.

U et V sont les cotes du rectangle sur la charge « P » qui s'applique avec une diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle du béton.

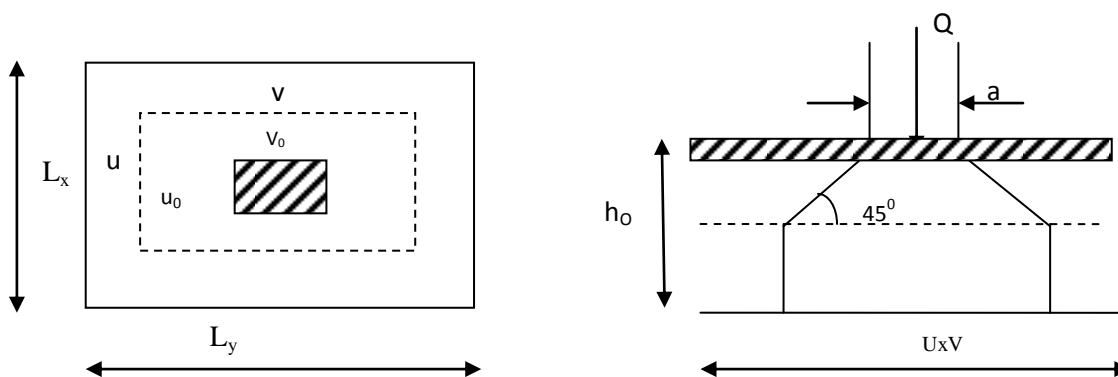


Figure III.26: Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

$$U = U_0 + Ke + h_t$$

$$V = V_0 + Ke + h_t$$

Avec :

h_t : Épaisseur de la dalle ($h_t = 15$ cm).

e : épaisseur du revêtement. ($e = 5$ cm)

P : charge transmise par le système de levage.

U_0 ; V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80$ cm).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2e + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

III.6.3 combinaison des charges :

a) A'ELU :

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml (charge concentrée du système de levage)}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)}$$

b) A'ELS :

$$p_s = P = 90 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

III.6.4 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_{x1} = P_U (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = P_U (M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec :

$$v : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 & \text{à l'ELU} \\ v = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,20} = 0,90 \\ \frac{U}{L_x} &= \frac{1,05}{2} = 0,5 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{1,05}{2,20} = 0,5 \end{aligned} \right\} \quad M_1 = 0,100 \quad \text{et} \quad M_2 = 0,080$$

❖ A l'ELU:

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{1x} = p_u \times M_1 = 121,5 \times 0,100 = 12,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = p_u \times M_2 = 121,5 \times 0,080 = 9.72 \text{ KN.m}$$

• Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,20} = 0,9 \quad \longrightarrow \quad 0.4 < \rho < 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux}$$

sens.

$$\mu_x = 0,0485 \quad ; \quad \mu_y = 0,778$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \cdot q_u \cdot Lx^2 \\ M_{2y} = \mu_y \cdot M_{2x} \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{2x} = 0,0485 \times 8.04 \times (2)^2 = 1.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{2y} = 0.778 \times 1.56 = 1.2 \text{ KN.m}$$

• Superposition de moments agissant au centre du panneau:

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 12.15 + 1.56 = 13.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 9.72 + 1.2 = 10.92 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis.

III.6.5 Ferrailage de la dalle:

Il se fera pour une bonde de 1m de largeur.

a) Dans le sens: x-x• Aux appuis :

$$M_{ax}=0,3 M_x=0,3\times 13.71 = 4.1\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.1 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,02$$

$$\mu_u = 0,02 < 0,392 \rightarrow \text{SSA: section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.1 \times 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = 0,992 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 (As=2.01cm²)** avec un espacement **St = 25cm.**

• En travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=11.65\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.65 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,056$$

$$\mu_u = 0,056 < 0,392 \rightarrow \text{SSA: section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.65 \times 10^3}{0,971 \times 12 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (As=3.14cm²)** avec un espacement **St = 25cm.**

b) Dans le sens: y-y :• Aux appuis :

$$M_{ay}=0,3 M_y=0,3\times 10.92 = 3.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu_u = 0,016 < 0,392 \rightarrow \text{SSA: section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.28 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 (As=2.01cm²)** avec un espacement **St = 25cm.**

• **En travées :**

$$M_{ty} = 0,85M_y = 9.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,045$$

$\mu_u = 0,045 < 0,392 \rightarrow$ SSA: section simplement armée

$$\mu_u = 0,045 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.28 \times 10^3}{0,976 \times 12 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (As=3.14cm²)** avec un espacement **St = 25cm.**

Position	M (KN .m ²)	μ_{bu}	section	β	$A^{calculé}$ (cm ²)	$A^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm ²)
Travée x-x	11.65	0,056	SSA	0,971	2.87	4HA10=3,14	25
Travée y-y	9.28	0,045	SSA	0,976	2.28	4HA10=3,14	25
Appui x-x	4,1	0,020	SSA	0,990	0.992	4HA8=2,01	25
Appui y-y	3,28	0,016	SSA	0,992	0,79	4HA8=2,01	25

Tableau III.10 : Ferrailage de la dalle

III.6.6 Vérification à L'ELU :**a) Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1 BAEL91) :****Armatures inférieures**

$$W = W_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right), W = A_{\min} / S$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \frac{3-1}{2} = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3,14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min}$$

en appuis

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b) Diamètre minimum des barres :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

c) Vérification au poinçonnement :(BAEL91-modifie/art A-5-2-42) :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

U_c : Périmètre de l'Aire sur laquelle agit la charge dans le plandu feuillet moyen.

H_t : épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2(U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) **Espacement des barres : [Art A.8.2.42 BAEL 91]** : l'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm .

$$St = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm

$$St = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e) **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge :

- **Au milieu de u** : $T_{max} = P/(2U + V) = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$

- **Au milieu de v** : $T_{max} = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,32 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Alors aucune armature transversale n'est nécessaire

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.6.7 Vérification à l'ELS :➤ **Evaluation des moments :**• **Moment engendrés par le système de levages :**

À L'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.100$; $M_2 = 0.080$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + v \cdot M_1)$$

$$p_s = P = 90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 90 (0.1 + 0.2 \times 0.080) = 10,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.080 + 0.2 \times 0.100) = 9 \text{ KN.m}$$

• **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$\mu_x = 0,0529$; $\mu_y = 0.846$ (Tirer a partir des tableaux de Pigeaud)

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = 5.85 \times 0,0529 \times 2^2 = 1.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.846 \times 1.24 = 1.05 \text{ KN.m}$$

• **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.44 + 1.24 = 11.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9 + 1.05 = 10.05 \text{ KN.m}$$

Remarque: A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis.

- **Ferraillage de la dalle**

Dans le sens: x-x :

Aux appuis :

$$M_s = 0,3 M_x = 0,3 \times 11,68 = 3,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,5 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,017$$

$$\mu_s = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,5 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 400} = 0,74 \text{ cm}^2$$

- **En travées :**

$$M_s = 0,85 M_x = 0,85 \times 11,68 = 9,928 \text{ kn.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,928 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,048$$

$$\mu_s = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,928 \times 10^3}{0,975 \times 12 \times 400} = 2,12 \text{ cm}^2$$

c) **Dans le sens: y-y :**

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0,3 M_y = 0,3 \times 10,05 = 3,015 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,015 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,014.$$

$$\mu_s = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,015 \times 10^3}{0,993 \times 12 \times 400} = 0,63 \text{ cm}^2$$

- **En travées :**

$$M_s = 0,85 M_y = 10,05 \times 0,85 = 8,542 \text{ KN .m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,542 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu_s = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,542 \times 10^3}{0,979 \times 12 \times 400} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

- **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification des contraintes:**

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Les aciers = HA ; $\phi \geq 6\text{mm} \rightarrow \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \{ 266,67; 201,63 \}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa .}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Zone	Sens	M_s (KN.m)	ρ_1	k_1	β_1	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	vérifications
Aux appuis	X-X	3.5	0.168	59.63	0.933	155,5	201,63	C.V
	Y-Y	3.015	0.168	59.63	0.933	133,9	201,63	C.V
Aux travées	X-X	9.928	0.26	46.73	0.919	286,7	201,63	C.V
	Y-Y	8.542	0.26	46.73	0.919	246,8	201,63	C.V

Tableau III.11 : vérification de la contrainte dans l'acier

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

Avec : k_1 et β_1 (a partir des tableaux de sections rectangulaires en flexion simple)

Avec : k_1 et β_1 (a partir des tableaux de sections rectangulaires en flexion simple)

Zone	Sens	$M_s(KN.m)$	ρ_1	k_1	β_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	vérifications
Aux appuis	X-X	3.5	0.168	59.63	0.933	155,5	2,60	15	C.V
	Y-Y	3.015	0.168	59.63	0.933	133,9	2,24	15	C.V
Aux travées	X-X	9.928	0.26	46.73	0.919	286,7	6,13	15	C.V
	Y-Y	8.542	0.26	46.73	0.919	246,8	5,28	15	C.V

Tableau III.12 : vérification de la contrainte dans le béton

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

En travées : 4HA10 (2,01 cm²) Avec un espacement de 25 cm

Aux appuis : 4HA8 (3.14 cm²), Avec un espacement de 25 cm

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 dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

IV.1.1) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.1.2) Description du logiciel ETABS:

ETABS 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.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

❖ Méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

On distingue deux cas de calcul :

a) **Calcul statique**: C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (**G et Q**).

b) **Calcul dynamique** : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**).

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

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

➤ **La méthode statique équivalente** :

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont réunies :

✓ **Condition sur la régularité** :

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de la régularité en plan et en élévation.

✓ **Condition sur la hauteur** :

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait la condition de hauteur maximale qui est de $H \leq 65m$ en zone IIa

✓ **Condition complémentaire**:

Si le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le (**RPA 03-art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en (a), alors ils peuvent être étudiés par la **MSE**.

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone(IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition qui porte sur la régularité, et elle dépasse 07 niveaux (ou 23mètres), ce qui fait que la condition complémentaire n'est pas satisfaite.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

➤ **Méthode dynamique spectrale :**

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

Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

➤ **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**.

❖ **Etapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-3) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Définition:

Est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A[1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99/V2003) (T₂ = 0,50 s pour un site meuble).

❖ **Pourcentage d'amortissements ε (%) :**

ε(%): pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

ε= **7%** : Construction auto stable.

ε= **10%** : Contreventement par des voiles.

Pour une construction mixte en prend la moyenne : ε= **8,5%**

❖ **Facteur de correction d'amortissement η:**

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\epsilon)}} \geq 0.7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} = 0.816$$

D'où η = 0,816 > 0,7.....condition vérifiée

❖ 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: $Q=1+\Sigma Pq$

Pq: pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

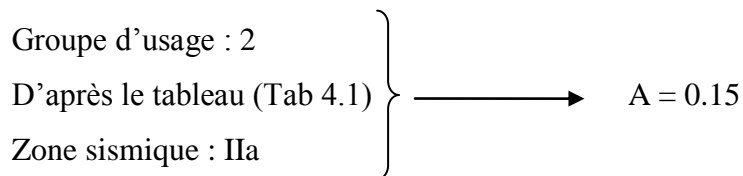
Critère de qualité	Critère observe (oui/non)	Pénalité
1- Condition minimale de file porteuse	Non	0.05
2-Redondance en plan.	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0.05
4-Régularité en élévation	Oui	0.00
5-Qualité des matériaux.	Oui	0.00
6- Suivi et contrôle des travaux	Oui	0.00

Tableau IV.1 Facteur d'amplification dynamique moyen

D'où : $Q = 1,15$

❖ Coefficient d'accélération de zone A:

Dépend de deux paramètres :



❖ Facteur d'amplification moyen D :

Facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement, et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5\text{s} < T_{\text{etabs}}=0,804\text{s} < 3\text{s}$ donc : $D=2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$

$$D = 2.5 \times 0.816 \times (0.5/0.804)^{2/3} = 1.49$$

$$D=1.49$$

❖ Détermination du facteur de Coefficient comportement de la structure (R) :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du système de contreventement.

On prend : $R = 5$.

❖ Détermination du poids w :

Le poids est calcul selon la formule 4-5 donnée par le (RPA99-V2003)

$$w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Avec :

- w_i : poids total de la structure.
- w_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure
- w_{Qi} : charge d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 du (RPA 99-V2003); $\beta = 0,2$ (Bâtiments d'habitation).

Le poids total de la structure est donné par l'ETABS.

IV-4) Vérification des résultats du logiciel selon le (RPA99-V2003):

IV-4-1) Vérification du période fondamentale:

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

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

$$T_{cr} = \min(C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}) \quad \text{(Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.) du RPA.

- Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $C_T=0.05$

D'où:

$$h_N=30.6m$$

$$T_c = 0.05 \times 30.6^{\frac{3}{4}}=0.65s$$

Après majoration de 30% on aura $T= 0.65 \times 1.3= 0.845s$

La période analytique tirée des tableaux donné par le logiciel ETABS est $T_{ETABS}= 0.804s$

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,804643	67,1871	0,3656	0,0000	67,1871	0,3656
2	0,621710	0,3700	66,7288	0,0000	67,5571	67,0945
3	0,517951	0,1847	0,0293	0,0000	67,7418	67,1238
4	0,202700	17,9552	0,0255	0,0000	85,6970	67,1494
5	0,151800	0,0204	19,4743	0,0000	85,7174	86,6237
6	0,118002	0,0046	0,0003	0,0000	85,7220	86,6240
7	0,096904	2,6781	0,0001	0,0000	88,4000	86,6241
8	0,093710	0,0048	0,4410	0,0000	88,4049	87,0651
9	0,087255	4,2143	0,0062	0,0000	92,6191	87,0713
10	0,078080	0,0794	0,0000	0,0000	92,6986	87,0713
11	0,068303	0,0018	6,5657	0,0000	92,7004	93,6370
12	0,054368	3,2422	0,0001	0,0000	95,9426	93,6371
13	0,052664	0,0048	0,0013	0,0000	95,9474	93,6384
14	0,045121	0,0007	0,0138	0,0000	95,9481	93,6522
15	0,043478	0,0043	2,5026	0,0000	95,9524	96,1548

Figure IV .1 : la période fondamentale

$T_{ETABS}= 0.804s < T_{empirique}=0.845$ condition vérifiée.

IV-4-2) Vérification du Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans les deux directions d’excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% ;
(RPA99-V2003 ; Art 4.3.4)
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,804643	67,1871	0,3656	0,0000	67,1871	0,3656
2	0,621710	0,3700	66,7288	0,0000	67,5571	67,0945
3	0,517951	0,1847	0,0293	0,0000	67,7418	67,1238
4	0,202700	17,9552	0,0255	0,0000	85,6970	67,1494
5	0,151800	0,0204	19,4743	0,0000	85,7174	86,6237
6	0,118002	0,0046	0,0003	0,0000	85,7220	86,6240
7	0,096904	2,6781	0,0001	0,0000	88,4000	86,6241
8	0,093710	0,0048	0,4410	0,0000	88,4049	87,0651
9	0,087255	4,2143	0,0062	0,0000	92,6191	87,0713
10	0,078080	0,0794	0,0000	0,0000	92,6986	87,0713
11	0,068303	0,0018	6,5657	0,0000	92,7004	93,6370
12	0,054368	3,2422	0,0001	0,0000	95,9426	93,6371
13	0,052664	0,0048	0,0013	0,0000	95,9474	93,6384
14	0,045121	0,0007	0,0138	0,0000	95,9481	93,6522
15	0,043478	0,0043	2,5026	0,0000	95,9524	96,1548

Figure IV.2 : participation massique

La somme des masses modales dans le 11^{ème} mode (donné par notre modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, dans les deux directions, d’où la condition de RPA est vérifiée.

Vérification de translation :

Mode -1 : $U_x = 67.1871\%$ → (translation).....cv

Mode -2 : $U_y = 66,7288\%$ → (translation).....cv

SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX
0,3656	0,0000	0,5416	97,7813	0,1648	0,5416
67,0945	0,0000	97,7901	0,5296	0,0387	98,3318
67,1238	0,0000	0,0373	0,2612	65,9786	98,3690
67,1494	0,0000	0,0024	1,0757	0,0213	98,3714
86,6237	0,0000	1,3480	0,0008	0,0000	99,7195
86,6240	0,0000	0,0000	0,0003	20,5975	99,7195
86,6241	0,0000	0,0003	0,1194	0,0996	99,7198
87,0651	0,0000	0,0241	0,0001	0,0224	99,7439
87,0713	0,0000	0,0001	0,1494	0,0449	99,7440
87,0713	0,0000	0,0000	0,0026	0,0486	99,7440
93,6370	0,0000	0,2041	0,0000	0,0017	99,9482
93,6371	0,0000	0,0000	0,0422	0,0297	99,9482
93,6384	0,0000	0,0001	0,0000	6,9535	99,9482
93,6522	0,0000	0,0059	0,0034	0,0054	99,9542
96,1548	0,0000	0,0246	0,0002	0,0009	99,9787

Figure IV.3 : pourcentage de rotation

Mode-3 :Rz= 65,9786% → (rotation)cv

- **Justification du système de contreventement :**

L'objet dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par ETABS en suivant les étapes suivantes :

Display → **Show deformed chape** → **load: Ex spectre**

On me la structure on élévation puis on coupe la base avec :

Draw → **Draw section cut**

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 27,8 Y: 0

End Point X: -0,1026 Y: -0,0673

Resultant Force Location and Angle

X: 13,8487 Y: -0,0337 Z: 0 Angle: 180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1237,6527	191,3435	1609,702	0,	0,	0,
Moment	16491,8396	6569,1493	13500,1985	0,	0,	0,

Close Refresh

- On décoche tous sauf la case **walls** et on relève les valeurs de l'effort repris par les voiles uniquement.
- On décoche tous sauf les cases **columns** et **Beams** et **walls** et on relève les valeurs de l'effort repris par les portiques et voiles uniquement.

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement.

On fait les mêmes étapes mais cette fois on sélectionne la combinaison **Ey** ensuite la combinaison **poids**.

Récapitulatif des résultats :

	Forces reprises par les voiles et les portiques		Forces reprises par les voiles uniquement	
	KN	(%)	KN	(%)
Ex	1861,7338	100	1237,6527	66,47
Ey	1614,8935	100	1126,884	69,78
poids	39878,1	100	7565,286	18,97

Tableau VI.2: justification de système de contreventement

Conclusion :

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les voiles dans notre cas reprennent **18.97%** des efforts verticaux **<20%** .

Pour la reprise des charges horizontales, on remarque que les portiques dans notre cas reprennent plus de **25%** dans le sens X-X et dans le sens Y-Y des efforts tranchants **>25%**.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système : Mixte portiques/voiles avec interaction **R= 5**.

IV-4-3) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{1594,68 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.315 > 0.3 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Puisque la condition de l'effort normal réduit pour les poteaux (45x45) n'est pas vérifiée, on augmente la section à :

- RDC → 2^{ème} étage : 50x50
- 3^{ème} → 5^{ème} étage : 45x45
- 6^{ème} → 9^{ème} étage : 40x40

Pour les poteaux 50x50

$$V = \frac{1781,19 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,28 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux 45x45

$$V = \frac{876,35 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,17 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux 40x40

$$V = \frac{491,08 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,12 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV-4-4) Vérification de l'excentricité entre le centre de masse (CM) et le centre des rigidités (CR) :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultante des plans.

Excentricité accidentelle : (RPA99-V03 ; Art 4.2.7) :

$$e_x = 5\% L_x = 0,05 \times 28,2 = 1,41$$

$$e_y = 5\% L_y = 0,05 \times 20 = 1$$

Excentricité théorique :

$$E_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$E_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

tory	Diaphragme	XCM	XCR	Ex	0,05Lx	Condition
RDC	D1	13,924	14,105	0,181	1.41	Vérifiée
STORY1	D2	13,919	14,021	0,102	1.41	Vérifiée
STORY2	D3	13,919	13,965	0,046	1.41	Vérifiée
STORY3	D4	13,919	13,934	0,015	1.41	Vérifiée
STORY4	D5	13,919	13,914	0,005	1.41	Vérifiée
STORY5	D6	13,919	13,901	0,018	1.41	Vérifiée
STORY6	D7	13,918	13,893	0,025	1.41	Vérifiée
STORY7	D8	13,918	13,887	0,031	1.41	Vérifiée
STORY8	D9	13,951	13,885	0,066	1.41	Vérifiée
TERRASSE	D10	13,939	13,887	0,052	1.41	Vérifiée
SALLE MACHINE	D11	15,55	15,505	0,045	1.41	Vérifiée

Tableau IV .3: l'excentricité selon X-X

Diaphragm	YCM	YCR	Ey	0,05Ly	Condition
D1	10,005	10,358	0,353	1	Vérifiée
D2	10,002	10,554	0,552	1	Vérifiée
D3	10,005	10,654	0,649	1	Vérifiée
D4	10,007	10,71	0,703	1	Vérifiée
D5	10,007	10,745	0,738	1	Vérifiée
D6	10,01	10,771	0,761	1	Vérifiée
D7	10,012	10,789	0,777	1	Vérifiée
D8	10,012	10,8	0,788	1	Vérifiée
D9	9,992	10,806	0,814	1	Vérifiée
D10	10,044	10,803	0,759	1	Vérifiée
D11	13,504	13,606	0,102	1	Vérifiée

Tableau VI.4 : l'excentricité selon Y-Y

IV-4-5) Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (art 4.4.3; RPA99-V2003)}$$

Avec :

- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- R: facteur de comportement de la structure.

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau " k-1" est égal a:

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_e \text{ (art 5.10; RPA99-V2003)}$$

Suivant x-x :

Story	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δk (m)2	1% xh (m)	Obs.
SALLE MACHINE	0,0164	5	0,082	0,0075	0.0306	Cv
TERRASSE	0,0149	5	0,0745	0,0085	0.0306	Cv
STORY8	0,0132	5	0,066	0,0085	0.0306	Cv
STORY7	0,0115	5	0,0575	0,0095	0.0306	Cv
STORY6	0,0096	5	0,048	0,009	0.0306	Cv
STORY5	0,0078	5	0,039	0,009	0.0306	Cv
STORY4	0,006	5	0,03	0,0085	0.0306	Cv
STORY3	0,0043	5	0,0215	0,008	0.0306	Cv
STORY2	0,0027	5	0,0135	0,0065	0.0306	Cv
STORY1	0,0014	5	0,007	0,005	0.0306	Cv
RDC	0,0004	5	0,002	0,002	0.0306	Cv

Tableau VI.5 : Calcul des déplacements inter-étages selon X-X

Suivant y-y :

Story	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δk (m) ²	1% xh (m)	Obs.
SALLE MACHINE	0,0121	5	0,0605	0,0075	0.0306	Cv
TERRASSE	0,0106	5	0,053	0,006	0.0306	Cv
STORY8	0,0094	5	0,047	0,007	0.0306	Cv
STORY7	0,008	5	0,04	0,0065	0.0306	Cv
STORY6	0,0067	5	0,0335	0,0065	0.0306	Cv
STORY5	0,0054	5	0,027	0,0065	0.0306	Cv
STORY4	0,0041	5	0,0205	0,006	0.0306	Cv
STORY3	0,0029	5	0,0145	0,0055	0.0306	Cv
STORY2	0,0018	5	0,009	0,004	0.0306	Cv
STORY1	0,001	5	0,005	0,0035	0.0306	Cv
	0,0003	5	0,0015	0,0015	0.0306	Cv

Tableau VI.6 : Calcul des déplacements inter-étages selon Y-Y

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissiblecondition vérifiée.

IV-4-6) Vérification du déplacement max de la structure:

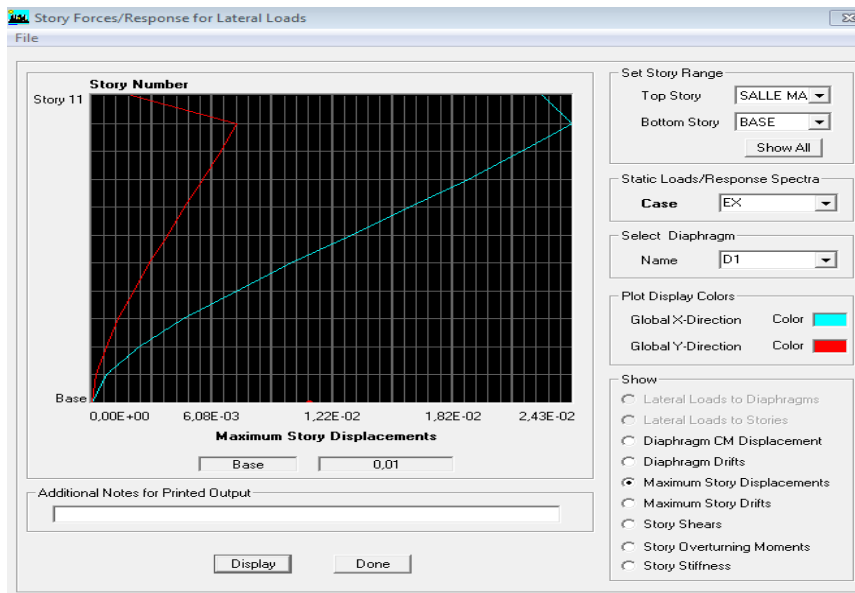


Figure IV.4 : déplacement maximum dans le sens X-X

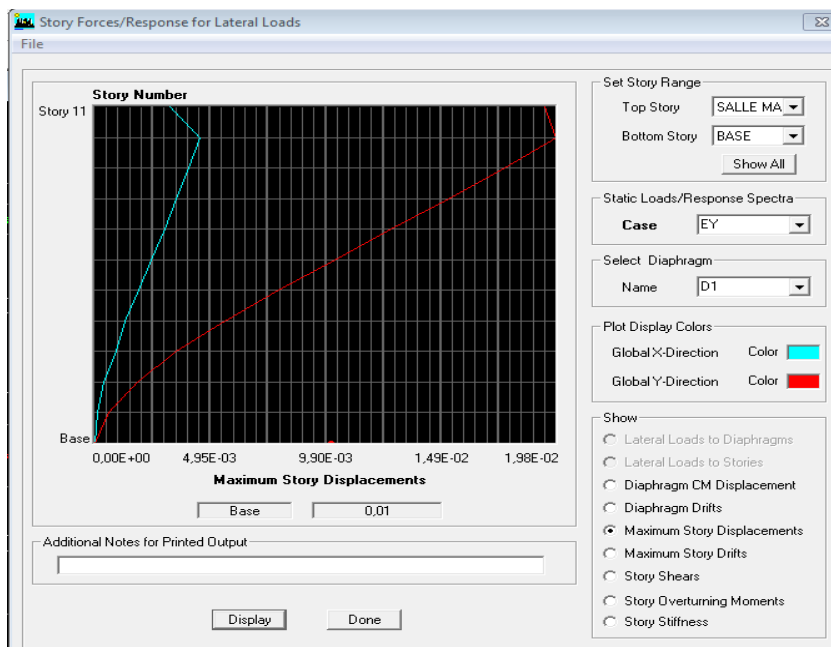


Figure IV.5 : déplacement maximum dans le sens Y-Y

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure satisfait la condition suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec :

- f : la fleche admissible.

- H_t : la hauteur totale du bâtiment.

$$f = \frac{30.6}{500} = 0.0612$$

Déplacement max donne par l'ETABS :

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq 0.0612 \longrightarrow \text{cv}$$

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq 0.0612 \longrightarrow \text{cv}$$

IV-4-7) Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de bâtiments.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage «k»

V_k : effort tranchant d'étage «k»

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

H_k : hauteur d'étage «k»

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligés.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

Sens xx :

Story	Load	$\Delta K(m)$	VX	VK×hK	Θ_k
SALLE MACHINE	134,78	0,0075	28,6	87,516	0,01155046
TERRASSE	4589,37	0,0085	466,79	1428,3774	0,02731046
STORY8	8781,33	0,0085	792,85	2426,121	0,0307657
STORY7	12946,49	0,0095	1046,56	3202,4736	0,0384052
STORY6	17111,65	0,009	1263,87	3867,4422	0,03982085
STORY5	21462,13	0,009	1446,74	4427,0244	0,04363183
STORY4	25812,61	0,0085	1607,53	4919,0418	0,04460364
STORY3	30163,1	0,008	1740,68	5326,4808	0,04530286
STORY2	34720,7	0,0065	1847,51	5653,3806	0,03992028
STORY1	39278,31	0,005	1939,21	5933,9826	0,03309608
RDC	43833,29	0,002	1989,57	6088,0842	0,0143997

Tableau VI.7 : calcul de l'effet P- Δ dans le sens X-X

Sens Y-Y :

Story	Load	$\Delta K(m)$	Vy	VK×hK	Θ_k
SALLE MACHINE	134,78	0,0075	24,69	75,5514	0,01337963
TERRASSE	4589,37	0,006	528,27	1616,5062	0,0170344
STORY8	8781,33	0,007	919,08	2812,3848	0,02185665
STORY7	12946,49	0,0065	1222,78	3741,7068	0,02249032
STORY6	17111,65	0,0065	1482,06	4535,1036	0,02452551
STORY5	21462,13	0,0065	1705,55	5218,983	0,02673008
STORY4	25812,61	0,006	1892,43	5790,8358	0,02674496
STORY3	30163,1	0,0055	2037,97	6236,1882	0,02660232
STORY2	34720,7	0,004	2154,56	6592,9536	0,02106534
STORY1	39278,31	0,0035	2253,65	6896,169	0,01993485
RDC	43833,29	0,0015	2308,72	7064,6832	0,00930685

Tableau VI.8 : calcul de l'effet P- Δ dans le sens y-y

Remarque :

La condition est vérifiée donc les effets du second ordre peuvent être négligés.

IV-4-8) Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

Si $V < (0,80 \text{ VMSE})$, il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

$W_t = 43833,29 \text{ kn}$ (donné par ETABS)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t = \frac{0.15 \cdot 1.49 \cdot 1.15}{5} \cdot 43833,29 = 2253.25 \text{ kn}$$

Sens	V (KN)	0.8V (KN)	V (Etabs)(KN)	Obs
X	2253.25	1802.6	1989,57	Cv
Y	2253.25	1802.6	2308,71	Cv

Tableau VI .9: Vérification de l'effort tranchant à la base

Remarque :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- l'effort normal réduit est vérifié.

Toutes les vérifications vis-à-vis du (**RPA99-V2003**) sont satisfaites, on passe donc à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer la structure.

V.1) Ferraillage des poteaux:

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- ✓ $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU.
- ✓ $G + Q + E$ RPA99 révisé 2003.
- ✓ $0,8G \pm E$ RPA99 révisé 2003

.Situation	Béton			Acier (FeF40)		
	γ_b	F_{c28} [Mpa]]	F_{bu} [Mpa]]	γ_s	Fe[Mpa]]	σ_s [Mpa]]
Durable	1,5	25	14,20	1,1 5	400	348
Accidentelle	1,1 5	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

V.1.1) Recommandations du RPA99 version 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2),

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).
- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de **(0.8%)** en zone IIa.

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.8 \% \times b \times h$ [cm ²]	Pourcentage maximal [cm ²]	
		Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{\max}=4\% \times b \times h$
50 x 50	20	150	100
45x45	16,2	121,5	81
40x40	12,8	96	64

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA

❖ **Etapes de calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

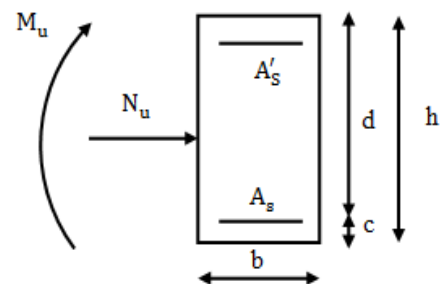
La section du poteau est soumise à la flexion composée, sous un effort de compression N_u appliqué au centre de gravité et un moment de flexion M_u par rapport au centre de gravité G.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

a) **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$



1^{er} cas : Section partiellement comprimées :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

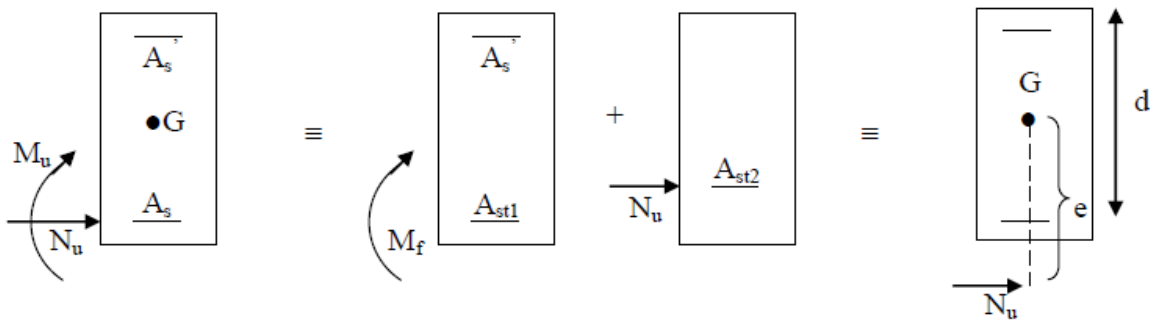


Figure V.1 : Schéma de calcul en flexion composée

b) Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

- Si $\mu_b < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. (SSA)

Nous allons extraire β des tableaux

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est: $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée. (SDA)

On calcule $\left\{ \begin{array}{l} M_l = \mu_l b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_f - M_l \end{array} \right.$

Avec :

M_l : Moment ultime.

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d c' \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{M_u}{\sigma_s}$

2^{ème} cas Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$$

Calcul des armatures :

Deux cas peuvent se présenter :

$$- \text{ Si } N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{N_u - 100 \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$- \text{ Si } N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

3^{ème} cas : Section entièrement tendue (SET) :

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

Efforts normaux :

$N > 0$: traction ; $N < 0$: compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$A'_s = \frac{N_u}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque :

Si l'excentricité est nulle ($e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$) la compression est pure, le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B \times f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

- **Calcul du ferraillage des poteaux :**

- **Exemple de calcul manuel :**

Pour le poteau (50×50) :

$$N_{\max} = -1781.19 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = -54.005 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-54.005 \times 10^2}{-1781.19} = 3.03 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 2.5 = 22.5 \text{ cm} \quad (c=2.5 \text{ cm})$$

$$e < \frac{h}{2} - c$$

$$\text{Calcul de : } (d-c) N_u - M_f \quad \text{et} \quad (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d = h - c = 0.5 - 0.025 = 0.475 \text{ m}$$

$$\text{On a } M_f = 54.005 + 1781.19 \left(\frac{0.5}{2} - 0.025\right) = 454.77 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) N_u - M_f = (0.45 - 0.025) \times 1781.19 - 454.77 = 302.23 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h^2 \times f_{c28} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.025) \times 0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = 263.14 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) N_u - M_f = 302.23 \text{ kn.m} > (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 263.14 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{SEC}$$

Donc on doit vérifier la condition suivante:

$$N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

$$\left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = \left(0.5 - \frac{0.025}{0.5}\right) \times 0.5 \times 0.52 \times 14.2 \times 10^3 = 798.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } N_u \times (d - c') - M_f = 302.23 \text{ kn.m} < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = 798.75 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

$$A_{sc1} = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{1781,19 \times (0,45 - 0,025) - 454,77}{0,5 \times 0,5^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0,025}{0,5}} = 0,21$$

$$A_{sc1} = \frac{1781,19 - 0,21 \times 100 \times 0,5 \times 0,5 \times 14,2 \times 1000}{1000 \times 348} = 0,00002 \text{ cm}^2 \approx 0; \quad A_{sc2} = 0$$

Exemple de calcul avec Socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :

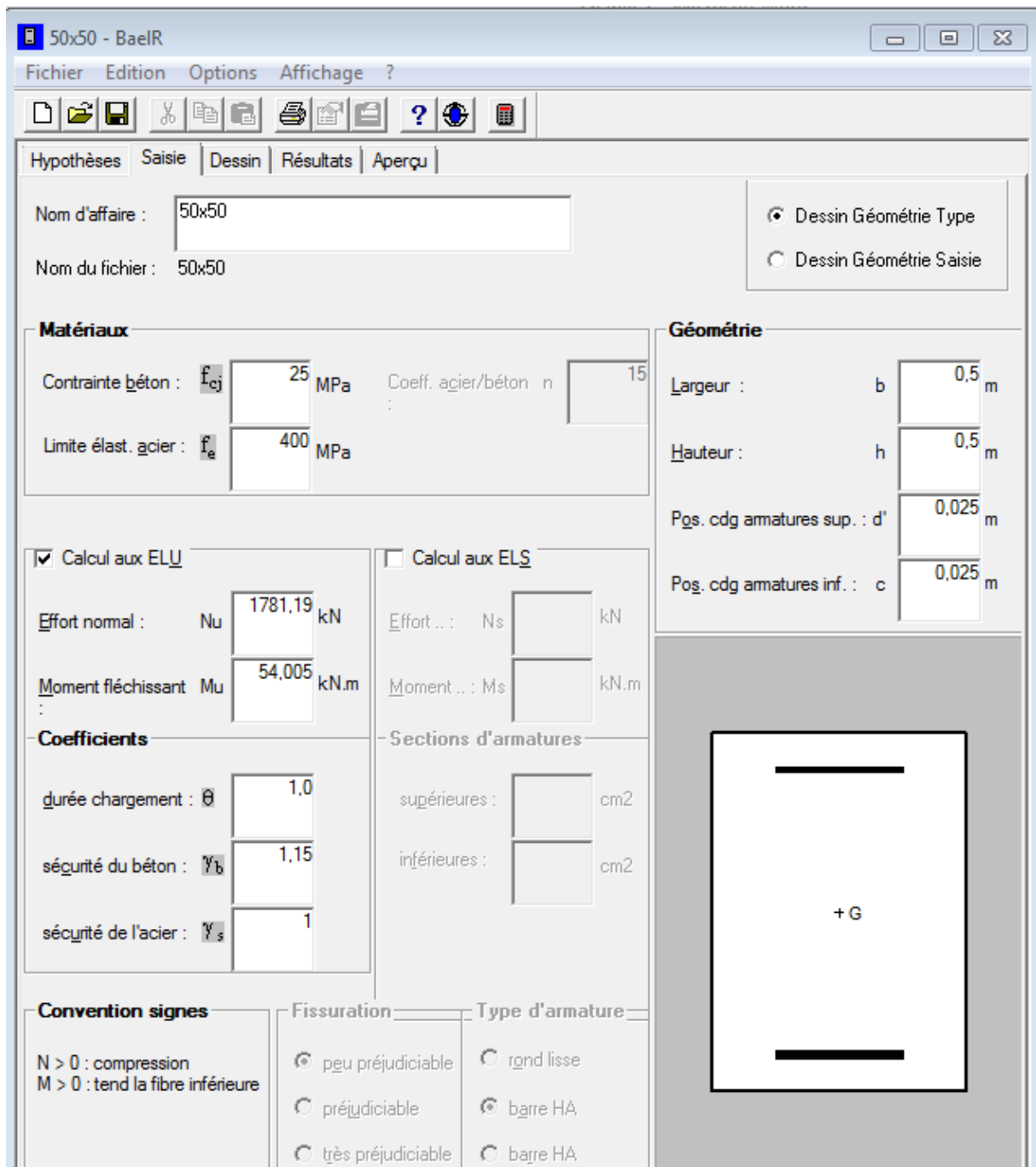


Figure V.2 : Caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats.

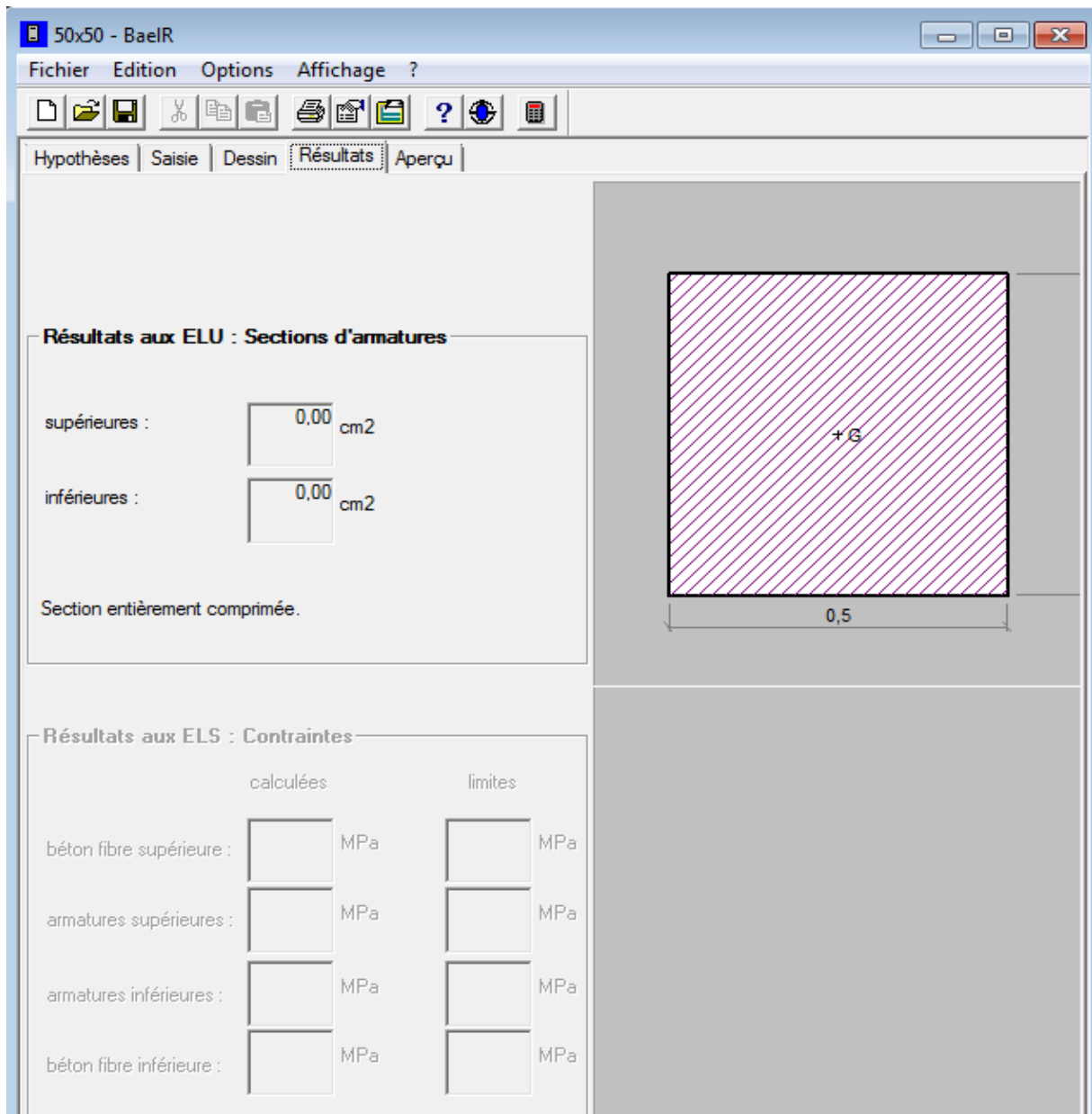


Figure V.3 : Résultat de calcul de la section d'armature

Conclusion :

On a fait un calcul manuel et après consultation de logiciel socotec, on a trouvé les mêmes.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant : (les calculs sont faits à l'aide du logiciel (SOCOTEC))

Niveau	N(kn)	M(KN.m)	Situation	Section (cm ²)	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferraillage	A adoptée (cm ²)
Rdc 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	N _{max} =-1781.19	M _{cor} =-54.005	Acc	50x50	SEC	0	0	20	4T20+4T16	20.6
	N _{min} =-2.12	M _{cor} =2.763	Acc		SPC	0	0.14			
	N _{cor} =-1781.19	M _{max} =-54.005	Acc		SEC	0	0			
3 ^{ème} au 5 ^{ème} Etage	N _{max} =-876.35	M _{cor} =5.276	Durable	45x45	SEC	0	0	16.2	4T20+4T14	18.71
	N _{min} =-0.26	M _{cor} =2.99	Acc		SPC	0	0.20			
	N _{cor} =-341.19	M _{max} =48.998	Acc		SEC	0	0			
6 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	N _{max} =-491.08	M _{cor} =6.19	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8	4T16+4T14	14,20
	N _{min} =-0.12	M _{cor} =2.37	Acc		SPC	0	0.18			
	N _{cor} =-95.69	M _{max} =-46.189	Acc		SPC	0	2.21			

Tableau V.3 : calcul les armatures pour les poteaux.

Remarque :

Puisque les sections trouvées sont inférieures à celle exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec la section minimale réglementaire.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

➤ Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_1 = \frac{\phi_{1\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{soit } \phi_1 = 8\text{mm}$$

ϕ_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

Selon le RPA la valeur maximale d'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.4; 15\text{cm}) = 14\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ En zone courante :

$$S'_t \leq (15\phi_1^{\min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.4) = 21\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_1^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

➤ **Calcul d'armature transversale Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2 formule (7.1) :**

La section d'armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_t f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

S_t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,5 dans le cas contraire. C'est-à-dire :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{I_f}{a}; \frac{I_f}{b} \right) ; \quad I_f = 0.7 l_0$$

Avec:

a et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

I_f = Longueur de flambement du poteau.

l_0 = longer libre du Poteau.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_t f_e}$$

Zone nodale : $S_t=10\text{cm}$

Poteau 50x50:

$$I_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{2.142}{0.5} = 4.28 \longrightarrow \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 75.78 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 1.42\text{cm}^2$$

Poteau 45x45:

$$I_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76 \longrightarrow \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 35.5 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 0.74\text{cm}^2$$

Poteau 40x40:

$$I_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{2.142}{0.4} = 5.35 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 34.45 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 0.54 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poteau 50x50

$$A_t = \frac{3.75 \times 75.78 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 2.13 \text{ cm}^2$$

Poteau 45x45:

$$A_t = \frac{3.75 \times 35.5 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 1.11 \text{ cm}^2$$

Poteau 40x40:

$$A_t = \frac{2.5 \times 34.45 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 0.80 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \iff A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \iff A_t^{\min} = 0.8\% \times S_t \times b$$

$$\text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \iff A_t^{\min} = \text{Interpolation entre les deux valeurs limites.}$$

Poteau 50x50:

$$I_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{2.142}{0.5} = 4.28$$

$$3 \leq \lambda_g = 4.28 \leq 5 \longrightarrow \text{interpolation} \longrightarrow 0.48\%$$

Zone nodale

$$A_t^{\min} = 0.0048 \times 50 \times 10 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 2,4 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.0048 \times 50 \times 15 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Poteau 45x45:

$$I_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

$$3 \leq \lambda_g = 4.76 \leq 5 \longrightarrow \text{interpolation} \longrightarrow 0.36\%$$

Zone nodale

$$A_t^{\min} = 0.0036 \times 40 \times 10 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.0036 \times 40 \times 15 = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Poteau 40x40:

$$I_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{2.142}{0.4} = 5.35$$

$$\lambda_g = 5.35 > 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Niveaux	Section (cm)	A_{CAL} (cm ²)		A_{min} (cm ²)		Choix des Barres	A_{min} (cm ²)
		Zone Nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante		
RDC+1+2 Zone I	50 x 50	1,42	2,13	2,4	3,6	6HA10	4.71
3+4+5 (Etage) Zone II	45 x 45	0,74	1,11	1,44	2,16	4HA10	3.14
6+7+8+9 (Etage) Zone III	40 x 40	0,54	0,80	1,2	1,8	4HA10	3.14

Tableau V.4 : Les résultats du ferrailage des armatures transversales

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

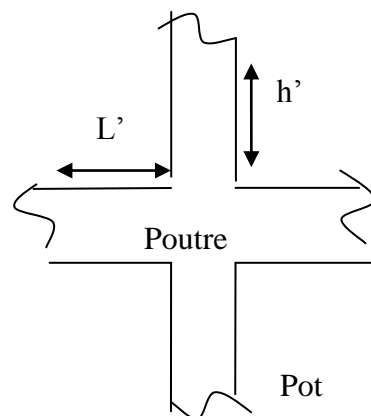


Figure V.4 : Délimitation de la zone nodale

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale.

Avec :

$(b_1 ; h_1)$: dimensions du poteau.

h : hauteur de la poutre

Dans notre projet on a les mêmes hauteurs d'étages = 3.06m

Max (he/6 ; b₁ ; h₁ ; 60cm)

Section	H	h' = max (he/6 ; b ₁ ; h ₁ ; 60cm)
Poteaux (50×50)	306	(51 ; 50 ; 50 ; 60) = 60cm
Poteaux (45×45)	306	(51 ; 45 ; 45 ; 60) = 60cm
Poteaux (40×40)	606	(51 ; 40 ; 40 ; 60) = 60cm

c) Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :

Pour les HA20 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

Pour les HA16 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

d) La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA20 :

$$l_s = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54\text{cm}$$

On prend : **Ls = 75 cm**

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44\text{cm}$$

On prend : **Ls = 60cm**

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38\text{cm}$$

On prend : **Ls = 50**

e) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_b \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V_u (KN)	b(cm)	h(cm)	λ_g	ρ_b	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
RDC au 2 ^{ème} étage	75.78	50	50	4.28	0.04	0.319	1	$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$
3 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	35.5	45	45	4.76	0.04	0.185	1	
6 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	34.45	40	40	5.35	0.075	0.229	1,875	

Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielles.**V.1.2) Vérification à L'ELS :**

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

✓ État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

✓ Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

On a deux cas à vérifier :

❖ section partiellement comprimée :

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section partiellement comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

y_1 : La distance entre axe neutre à l'ELS est la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c'^2)}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; u = \sqrt[3]{t} \quad ; y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ l'équation admet trois racines:

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{a}{3}\right) \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \text{arccos}\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positif ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

❖ **Section entièrement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section entièrement comprimée

La section homogène est : $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right].$$

Le tableau suivant résume les résultats :

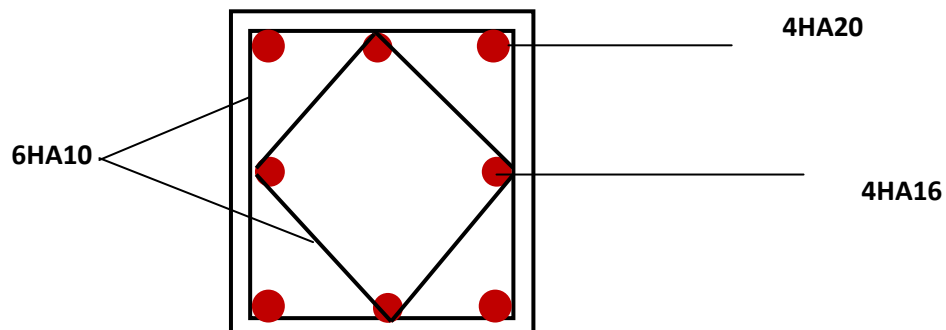
Niveau	Section	N s(kn)	M (kn.m)	es(m)	Obs	Béton				Acier			
						σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_s$	Obs
RDC au 2 ^{ème} étage	50x50	-975,65	-3,227	0.003	SEC	3	3.2	15	Cv	48.2	45.6	348	Cv
		-598,94	17.638	0.029	SEC	1.4	2.4	15	Cv	36	21.7	348	Cv
		60.47	18.884	0.374	SPC	1.4	2.5	15	Cv	11.5	-9.7	348	Cv
3 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	45x45	-239,86	-1,833	0.007	SEC	0.9	1	15	Cv	14.9	12.9	348	Cv
		-130,65	-2,455	0.018	SEC	0.4	0.6	15	Cv	8.9	6.3	348	Cv
		-329,37	-18,95	0.057	SEC	0.5	2	15	Cv	29.1	9.1	348	Cv
6 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	40x40	-357,7	4,455	0.012	SEC	1.5	2	15	Cv	29.9	23.1	348	Cv
		-3,62	5,428	1.499	SPC	0	0.4	15	Cv	4.9	-10.1	348	Cv
		-70,51	-22,207	0.314	SPC	0	1.9	15	Cv	24.3	-25.7	348	Cv

Tableau V.6 Vérifications à l'ELS

Schéma de ferraillage des poteaux:**Poteaux (50×50) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20+4HA16= 20.6cm^2$

-Les armatures transversales : $6HA10 = 4,71cm^2$

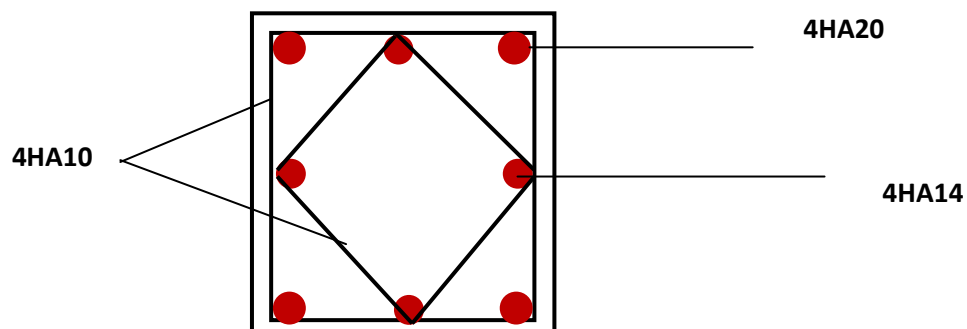


Ferraillage des poteaux 50x50

Poteaux (45×45) :

-Les armatures longitudinales : $4HA20+4HA14= 18.71cm^2$

-Les armatures transversales : $4HA10 = 3.14cm^2$

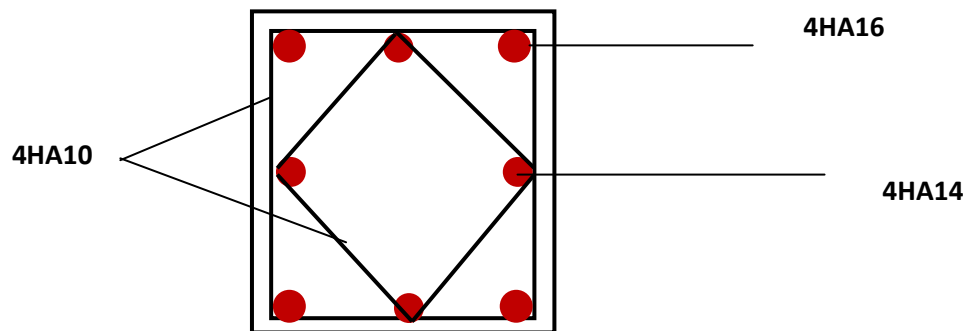


Ferraillage des poteaux 45x45

Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales : $4\text{HA}16+4\text{HA}14= 14.20\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$



Ferraillage des poteaux 40x40

V.2) Ferraillage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

❖ Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferraillés en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, 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.
- $G+Q\pm E$RPA99 révisé 2003.
- $0.8G\pm E$RPA99 révisé 2003.

V.2.1) Recommandations et exigences du RPA :**a) Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4 %** en zone courante.
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0,5 % b x h (cm ²)	4 % b x h (cm ²)	6 % b x h (cm ²)
Poutre principale (30x35)	5.25	42	63
Poutre secondaire (25x30)	3.75	30	45

Tableau V.7 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

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

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \text{ En zone nodale.}$$

- En dehors de la zone nodale $S_t \leq \frac{h}{2}$.

Avec :

ϕ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

V.2.2) Exposé de la méthode de calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

❖ Calcul du moment réduit:

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

➤ 1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

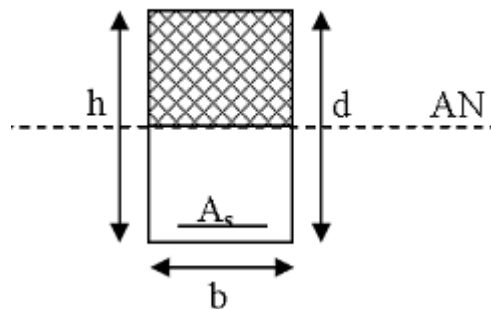


Figure V.5 : disposition des armatures tendues SSA

➤ 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

On calcul:

$$M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{cases}$$

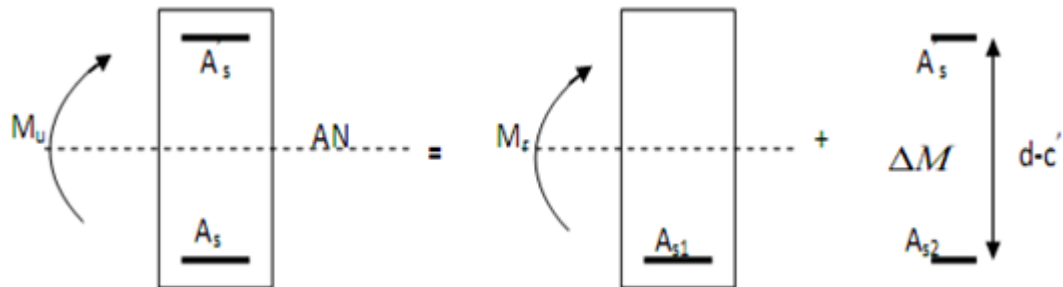


Figure V.6 : Disposition des armatures SDA

V.2.3) Calcul d'armatures longitudinales :

➤ Ferraillage des poutres principales et secondaires

Les efforts internes au niveau des poutres sont tirés suivant la combinaison de L'ELU.

▪ Poutres principales:

- En travées:

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} = \frac{40,41 \times 10^3}{30 \times 27,5^2 \times 14,20} = 0,130 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,930$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{40,41 \times 10^3}{0,930 \times 27,5 \times 348} = 4,54 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bc}} = \frac{53.62 \times 10^3}{30 \times 27.5^2 \times 18.48} = 0.128 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{53.62 \times 10^3}{0.931 \times 27.5 \times 400} = 5.23 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	B	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	Ferraillage
Travée	40.41	0,13	SSA	0,9475	4,54	5,25	4,62	3HA14
Appuis	53.62	0,134	SSA	0,930	5,23		6.88	3HA14+2HA12

Tableau V.8: ferraillage des poutres principales.

- **Poutre secondaire:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{30.227 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.051 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.9655$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{30.227 \times 10^3}{0.9655 \times 42 \times 348} = 2.76 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bc}} = \frac{48.664 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 18.42} = 0.083 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{48.664 \times 10^3}{0.943 \times 32.5 \times 400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	B	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	Ferraillage
Travée	30,227	0.051	SSA	0,9655	2.76	3,75	3,39	3HA12
Appuis	48,664	0.083	SSA	0,943	3.91		5,65	3HA12+2HA12

Tableau V.9: ferraillage des poutres secondaires

V.2.4) Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003 par rapport aux sections minimales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres et de 0.5% en toute section.

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

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

		A _{adopté}	A _{min}	Vérification
Poutre principale	En travée	4,62	5.25	CV
	Aux appuis	6,88		CV
Poutre secondaire	En travée	3,39	3.75	CV
	Aux appuis	5,65		CV

Tableau V.10 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

Calcul de l'espacement S_t :

		Calcul de S_t (cm)			$A_t=0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm ²)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(8.75 ; 14,4)$	$S_t = 8$	0,75	4HA8=2.01	
	Zone courante : $S'_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$	$S'_t \leq 17,5$	$S_t = 15$	1.35		
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(7.5 ; 14,4)$	$S_t = 8$	0,6	4HA8=2.01	
	Zone courante : $S'_t \leq \frac{30}{2}$	$S'_t \leq 15$	$S_t = 15$	1.125		

Tableau V.11: Vérifications armatures transversale à l'ELU.

V.2.4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2) :

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec:

$$A_{min} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

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

		A_{adop}	A_{min}	Condition
Poutre Principale	En travée	4,62	0.56	Vérifiée
	Aux appuis	6,88		Vérifiée
Poutre secondaire	En travée	3,39	0.39	Vérifiée
	Aux appuis	5,65		Vérifiée

Tableau V.12: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

 V_u^{\max} : Effort tranchant maximal à l'ELU

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa}\right) = (3,33; 5 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = (3,33; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

Poutre	Effort tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observe
Principale	V_u^{\max}	87,02	30	32,5	0,89	3,33	Condition vérifiée
Secondaire	V_u^{\max}	66	25	27,5	0,96	3,33	Condition vérifiée

Tableau V.13: Vérification au cisaillement**c) Influence de l'effort tranchant****✓ Influence sur le Béton (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3) :**

Il faut vérifier que :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutre	Effort tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	f_{c28}	\bar{V}_u	Observation
principale	V_u^{\max}	87,02	30	32,5	25	763,043	Condition vérifiée
secondaire	V_u^{\max}	66	25	27,5	25	538,04	Condition vérifiée

Tableau V.14: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ **Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

$$\text{-Pour les poutres principales : } V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 87,02 - \frac{53,62}{0,9 \times 0,325} = -96,29 < 0$$

$$\text{-Pour les poutres secondaires : } V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 66 - \frac{48,664}{0,9 \times 0,275} = -130,62 < 0$$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} \text{ étant que la contrainte d'adhérence d'entraînement : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \Sigma U_i}$$

ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Poutres principales :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,724 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{87,02 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 20,724} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{66 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 18,84} = 1,4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22]:

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec

τ_{su} : la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5^2) 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les barres que nous avons utilisé sont de diamètres ($\emptyset 10$; $\emptyset 12$; $\emptyset 10$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

-Pour les HA 10 : $l_c = 0,4 \times 35.27 = 16,92 \text{ cm}$

-Pour les HA 12 : $l_c = 0,4 \times 42.32 = 19,75 \text{ cm}$

-Pour les HA 14 : $l_c = 0,4 \times 49.38 = 22,57 \text{ cm}$

V.2.4) Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS:

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens. $\bar{f} = \frac{l}{500}$

➤ Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \bar{f} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm}$$

$f_{\text{ETABS}} = 0,002 \text{ m} = 0.2 \text{ cm} \longrightarrow f_{\text{ETABS}} < \bar{f} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \bar{f} = \frac{330}{500} = 0.66$$

$f_{\text{ETABS}} = 0,001 \text{ m} = 0.1 \text{ cm} \longrightarrow f_{\text{ETABS}} < \bar{f} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

c) Vérification des contraintes :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \begin{cases} K_1 \\ \beta_1 \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

Poutre		Ms (KN.m)	ρ_1	β_1	B	d	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
P.P	Travée	21,731	0,580	0,887	30	32,5	133,42	348	Cv
	Appuis	-30,737	0,704	0,878	30	32,5	156,56	348	Cv
P.S	Travée	16,099	0,721	0,876	25	27,5	134,73	348	Cv
	Appuis	-18,16	0,870	0,830	25	27,5	137,02	348	Cv

Tableau V.15: Vérification de la contrainte dans les aciers à L'ELS.

❖ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Poutre		Ms (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.P	Travée	21,731	0,580	0,887	29,25	133,42	4,56	15	C.V
	Appuis	-30,737	0,704	0,878	25,98	156,56	6,02	15	C. V
P.S	Travée	16,099	0,721	0,876	25,48	134,73	5,28	15	C V
	Appuis	-18,16	0,870	0,830	23,46	137,02	5,84	15	C.V

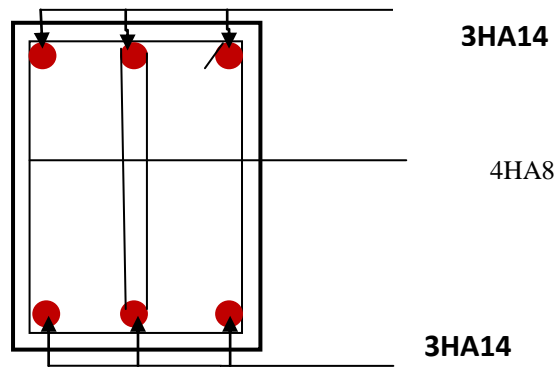
Tableau V.16: Vérification de la contrainte dans le béton à L'ELS.

❖ Schéma de ferraillage des poutres :

Poutre principales

En travée :

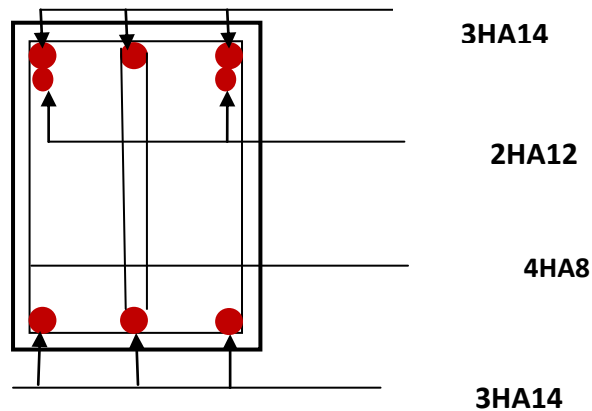
- Armatures longitudinales : **3HA14**
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = **4HA8**



Ferraillage en travée d'une poutre principale

Aux appuis

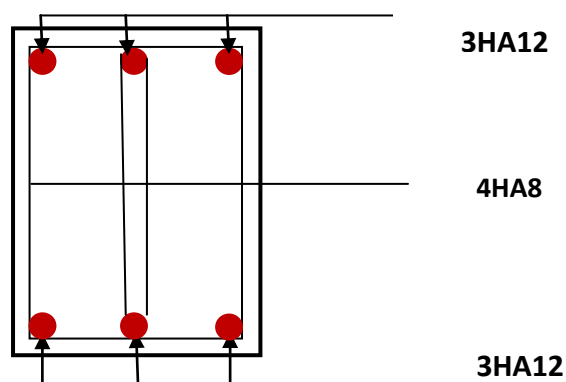
- Armatures longitudinales : $3\text{HA14} + 2\text{HA12} = 6,88\text{cm}^2$
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



Ferrailage aux appuis d'une poutre principale

Poutre secondaire**En travée**

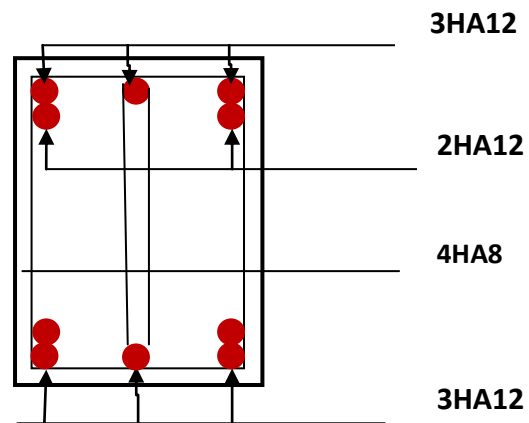
- Armatures longitudinales : $3\text{HA12} = 4,62\text{cm}^2$
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



Ferrailage en travée d'une poutre secondaire

Aux appuis :

- Armatures longitudinales : $3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 5,65\text{cm}^2$
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Ferraillage aux appuis d'une poutre secondaire**

V.3) Ferraillage des Voiles:**V.3.1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

V.3.2 Les combinaisons:

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{à l'ELU} \\ G+Q \quad \quad \quad \text{à l'ELS} \end{array} \right\} \text{ B A E L 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \text{ RPA 99 / version 2003}$$

V.3.3 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux. Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I** : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages.
- **Zone II** : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages.
- **Zone III** : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages.

V.3.4 Exposer de la méthode de calcul :

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la **RDM**. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d .

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e = hauteur entre nus de planches du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

L_t : la longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- section entièrement comprimée (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimée (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

b) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

V.3.5 Calcul des sections d'armatures :**❖ Armatures verticales :****a) Section entièrement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

b) Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

c) Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

❖ **Armatures minimales:**

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

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

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99)**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq 0,2\%B$$

❖ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales

A_V : section d'armatures vertical.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

D'après le RPA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_H > 0,15\%B$Globalement dans la section du voile.
- $A_H > 0,10\%B$en zone courante.

Avec :

B: section du béton

❖ 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 verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

❖ Armatures de coutures (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ Espacement :

D'après l'Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \implies S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec:

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

➤ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones tendues où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ De l'épaisseur du voile.

V.3.6) Vérification:

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = \mathbf{5MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \text{ avec : } T = 1.4 \times T_u$$

e : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d= 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

T_u : Effort tranchant dans le niveau considéré.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{e \times d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: Min ($0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa) Fissuration est peu préjudiciable.

✓ **Vérification à l'ELS :**

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_v} = \frac{992,26 \times 10^3}{0,5 \times 10^6 + 15 \times 35,94 \times 10^2} = 1,79 \text{ MPa}$$

V.3.7) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinale $V_{T1} = 3m$ sur la zone 1 ; SPC

1) Caractéristiques géométriques :

$$L = 2,5 \text{ m} \quad ; \quad e = 0.2 \text{ m} \quad ; \quad B = 0.5 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,5^3}{12} = 0,26 \quad ; \quad V = V' = \frac{2,5}{2} = 1.25 \text{ m}$$

2) **Sollicitations de calcul :**

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS.

$$\sigma_{\max} = 3059,12 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6027,7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• **Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{3059,12}{3059,12+6027,7} \times 2,5 = 0,84 \text{ m}$$

• **Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 2,5 - 0,84 = 1,66 \text{ m}$$

• **Calcul de la longueur (d) :**

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{En prend : } d = \left(\frac{L_t}{2}\right)$$

$$d = 0,83 \text{ m}$$

3) **Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t-d)} \Leftrightarrow \left\{ \sigma_1 = 3013,85 \text{ KN} / \text{m}^2 \right\}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 750 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 250 \text{ KN}$$

4) **Calcul des armatures**a) **Armatures verticales :**

1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{750}{400 \times 10^{-1}} = 18,75 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{250}{400 \times 10^{-1}} = 6,25 \text{ cm}^2$$

b) **Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\} = \max \left\{ \frac{83 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 83 \times 20 \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{8,71; 3,32\} = 8,71 \text{ cm}^2$$

c) Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times v_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 461,47}{400 \times 10^{-1}} = 17,77 \text{ cm}^2$$

➤ Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (18,75 + (\frac{17,77}{4})) = 23,19 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6,25 + (\frac{17,77}{4}) = 10,69 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

➤ Ferrailage adopté :

	Section totale	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=23,19\text{cm}^2$	$2 \times 8\text{HA}14=24,63\text{cm}^2$	$S_t=11\text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2=10,69\text{cm}^2$	$2 \times 5\text{HA}12=11,31\text{cm}^2$	$S_t=15\text{cm}$

d) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{24,63}{4} = 6,15\text{cm}^2$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 83 = 2,49\text{cm}^2$
On prend : $12\text{HA}10 = 9,42 \text{ cm}^2$; avec $S_H = 20 \text{ cm}$.

e) Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Les Vérification :**Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 11\text{cm}$ et 15cm Condition vérifiée.

$S_h = 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

Vérification des contraintes de cisaillement :**Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 461,47 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{461,47 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_v} = \frac{992,26 \times 10^3}{0,5 \times 10^6 + 15 \times 35,94 \times 10^2} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,65	1,7	1,75	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,33	0,34	0,35	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3470,78	1620,98	1554,23	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5736,4	-3861,89	-2954,23	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	214,55	103,36	70,7	
	L _t (m)	1,03	1,20	1,15	
	L _c (m)	0,62	0,50	0,60	
	d (m)	0,514	0,599	0,573	
	σ_1 [KN/m ²]	2868,200	1930,945	1477,115	
	N (kN)	N ₁	442,28	346,82	254,07
		N ₂	147,427	115,606	84,691
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,06	8,67	6,35
		A _{v2}	3,69	2,89	2,12
	A _{vi} (cm ²)		8,26	3,98	2,72
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	13,12	9,67	7,03
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5,75	3,88	2,80
	A _{min} (cm ²)		5,40	6,29	6,02
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16,8	12,32	9,05
		Bonde 2	6,79	6,79	6,76
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA16	2x 4HA14	2x 4HA12
		Bonde 2	2x 3HA12	2x 3HA12	2 x 3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	13 cm	13 cm	13 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,54	1,80	1,72
	A _H /nappe (cm ²)		4,20	3,08	2,26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA8	12HA8	12HA8
	S =20cm		(A=6,03cm ²)	(A=6,03cm ²)	(A=6,03cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	Contrainte	τ_u (MPa)	0,722	0,338	0,224
		τ_b (MPa)	1,011	0,473	0,314
	ELS	N _s (kN)	1015,68	789,56	510,52
		σ_b (MPa)	2,78	2,14	1,37

TableauV.17: Ferraillage des voiles : VL1 dans le sens longitudinal

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,55	2,6		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,5	0,51	0,52		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3059,12	2846,66	1155,69		
	σ_{min} [KN/m ²]	-6027,7	-4886,64	-3974,38		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	461,47	391,39	264,82		
	L _t (m)	1,66	1,61	2,01		
	L _c (m)	0,84	0,94	0,59		
	d (m)	0,829	0,806	1,007		
	σ_1 [KN/m ²]	3013,850	2443,320	1987,190		
	N (kN)	N ₁	749,71	590,55	600,41	
		N ₂	249,903	196,850	200,138	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18,74	14,76	15,01	
		A _{v2}	6,25	4,92	5,00	
	A _{vj} (cm ²)		17,77	15,07	10,20	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	23,18	18,53	17,56	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10,69	8,69	7,55	
	A _{min} (cm ²)		8,71	8,46	10,57	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,63	21,57	21,57	
		Bonde 2	11,31	11,31	11,31	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA14	2x7HA14	2X7HA14
			Bonde 2	2x5HA12	2x5HA12	2 x 5HA12
S _t (cm)		Bonde1	11cm	11cm	11cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,49	2,42	3,02		
A _H /nappe (cm ²)		6,16	5,39	4,62		
Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10		
S =20cm		(A=9,42cm ²)	(A=9,42cm ²)	(A=9,42cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	Contrainte	τ_u (MPa)	1,025	0,853	0,566	
		τ_b (MPa)	1,436	1,194	0,792	
	ELS	N _s (kN)	992,27	685,26	450,25	
		σ_b (MPa)	1,79	1,23	0,80	

Tableau V.18: Ferrailage des voiles : VL2 dans le sens longitudinal

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,7	1,75	1,8	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	B (m)		0,34	0,35	0,36	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		1397,51	1009,95	920,13	
	σ_{min} [KN/m ²]		-5102,3	-3712,74	-2963,96	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		307,24	270,03	201,17	
	L _t (m)		1,33	1,38	1,37	
	L _c (m)		0,37	0,37	0,43	
	d (m)		0,667	0,688	0,687	
	σ_1 [KN/m ²]		2551,150	1856,370	1481,980	
	N (kN)	N ₁	510,67	383,09	305,34	
		N ₂	170,224	127,696	101,781	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,77	9,58	7,63	
		A _{v2}	4,26	3,19	2,54	
	A _{v1} (cm ²)		11,83	10,40	7,75	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{v1} /4	15,72	12,18	9,57	
		A2=A _{v2} +A _{v1} /4	7,21	5,79	4,48	
	A _{min} (cm ²)		7,01	7,22	7,21	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,83	15,83	15,83	
		Bonde 2	9,05	9,05	9,05	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12
			Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
S _t (cm)		Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm	
		Bonde 2	13 cm	13 cm	13 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,00	2,06	2,06		
A _H /nappe (cm ²)		3,96	3,39	2,83		
Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA8	12HA8	12HA8		
S =20cm		(A=6,03cm ²)	(A=6,03cm ²)	(A=6,03)cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	Contrainte	τ_u (MPa)	1,004	0,857	0,621	
		τ_b (MPa)	1,406	1,200	0,869	
	ELS	N _s (kN)	874,05	685,1	435,44	
		σ_b (MPa)	2,32	1,78	1,11	

Tableau V.19: Ferraillage des voiles : VL3 dans le sens longitudinal

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,8	2,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,55	0,56	0,57	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4616,49	2578,91	1295,89	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7216,46	-5017,62	-3137,77	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	525,13	423,26	265,66	
	L _t (m)=d	1,68	1,85	2,02	
	L _c (m)	1,07	0,95	0,83	
	d1=d2 (m)	0,839	0,925	1,008	
	σ_1 [KN/m ²]	3608,230	2508,810	1568,885	
	N (kN)	N ₁	907,71	695,98	474,66
		N ₂	302,572	231,995	158,221
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,69	17,40	11,87
		A _{v2}	7,56	5,80	3,96
	A _{v1} (cm ²)		20,22	16,30	10,23
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{v1} /4	27,75	21,47	14,42
		A2=A _{v2} +A _{v1} /4	12,62	9,87	6,51
	A _{min} (cm ²)		8,80	9,71	10,59
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	28,15	21,55	15,83
		Bonde 2	13,57	13,57	13,57
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X7HA16	2X7HA14	2X7HA12
		Bonde 2	2X6HA12	2X6HA12	2X6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	13 cm	13cm	13 cm
		Bonde 2	16 cm	16cm	16 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,52	2,77	3,03
	A _H /nappe (cm ²)		7,04	5,39	3,96
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA8	12HA8
	S =20cm		(A=9,42cm ²)	(A=6,03cm ²)	(A=6,03cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	Contrainte	τ_u (MPa)	1,061	0,840	0,518
		τ_h (MPa)	1,485	1,176	0,725
	ELS	N _s (kN)	1164,63	872	532,16
σ_b (MPa)		1,90	1,43	0,87	

Tableau V.20: Ferrailage des voiles : VT1 dans le sens Transversal

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,75	1,775	1,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,35	0,355	0,36	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1254,1	1167,98	1142,08	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9143,2	-8682,7	-6607,96	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	236,04	261,07	258,79	
	L _t (m)	1,54	1,56	1,53	
	L _c (m)	0,21	0,21	0,27	
	d (m)	0,769	0,782	0,767	
	σ_1 [KN/m ²]	4571,600	4341,350	3303,980	
	N (kN)	N ₁	1055,30	1018,83	760,61
		N ₂	351,766	339,611	253,538
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26,38	25,47	19,02
		A _{v2}	8,79	8,49	6,34
	A _{vi} (cm ²)		9,09	10,05	9,96
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	28,65	27,98	21,51
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	11,07	11,00	8,83
	A _{min} (cm ²)		8,08	8,21	8,06
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	30,79	30,79	24,63
Bonde 2		11,31	11,31	9,05	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA16	2x8HA16	2x8HA14
		Bonde 2	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	11 cm	11 cm	11 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,31	2,35	2,30
	A _H /nappe (cm ²)		7,70	7,70	6,16
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10
	S=20cm		(A=9,42cm ²)	(A=9,42cm ²)	(A=9,42cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,749	0,817	0,799
		τ_b (MPa)	1,049	1,144	1,118
	ELS	N _s (kN)	950,23	685,26	430,47
		σ_b (MPa)	2,30	1,64	1,05

Tableau V.21: Ferrailage des voiles : VT2 dans le sens Transversal

Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectif la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (semelles reposant sur le sol ; radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux et puits).

Dans un cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : dû aux charges et surcharges verticales.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** ; qui peut être exercé sur différents plans.

VI.1 Type de fondation :

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ Fondation superficielle :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite). Les principaux types de fondations superficielles rencontrées dans la pratique sont :

- les semelles isolées
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers

➤ Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante. Les principaux types de fondation profonde sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.2. 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. Le résultat de cette étude est :

- Contrainte admissible du sol ; $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$.
- absence de nappe phréatique ; pas de risque de remonté des eaux.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Caractéristiques du sol.
- Nature et homogénéité du bon sol.
- Charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles isolée, les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VI.4. Dimensionnement des semelles :

1. Etude de semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} (ELS) obtenu à la base de tous les poteaux qui sont en contact avec le sol (RDC).

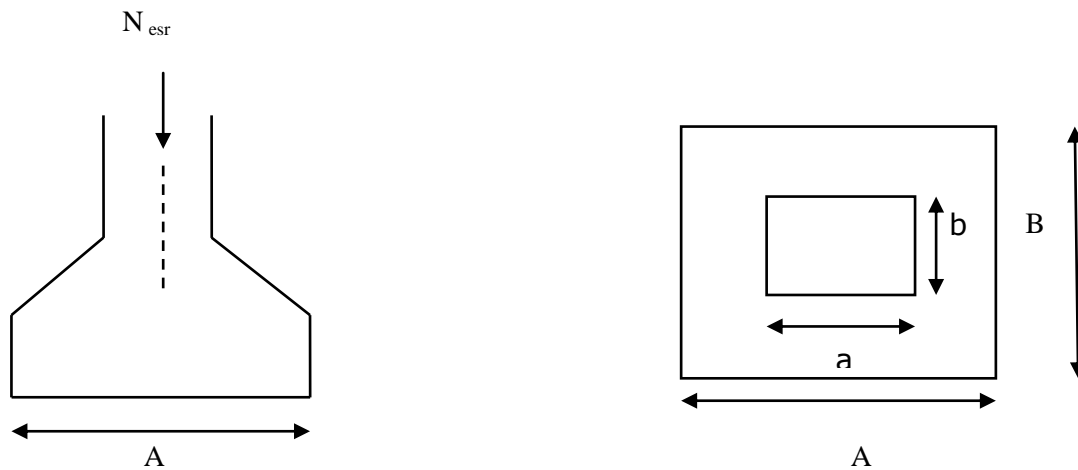


Figure IV.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$ (Poteau carrée)

D' où :

$$B^2 = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \longrightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol

B : largeur de la fondation

On a:

$$N_{ser} = 1010,71 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{1010,71}{200}} = 2,25 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2. Etude de semelle filante :

a) Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

$$B = \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Surface des semelles filantes sous voiles 'sens longitudinal :

Voile	N_s [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m ²]
VL1	759.64	2.15	1.77	7.61
VL2	799.03	3.00	1.33	7.98
VL3	787.46	2.20	1.79	3.94
				$\Sigma = 19.53$

Tableau IV.2 : Surface des semelles filantes sous voiles sens transversal

Voile	N_s [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m ²]
VT1	799.03	3.25	1.23	16
VT2	787.46	2.00	1.97	7.88
				$\Sigma = 23.88$

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = 19.53 + 23.88 \rightarrow S_v = 43.41 \text{ m}^2$$

b) Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux:

• **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant 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 : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des contraintes sous la semelle :

Si $e < \frac{l}{6} \longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{l}{6} \longrightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$B = \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s	e _i	N _s e _i	M _s
1	554.05	5.75	3185.787	-0.144
2	921.19	1.625	1496.933	2.61
3	1010.71	-1.625	-1642.404	1.32
4	704.19	-5.75	-4049.092	-8.11
Σ	3190.14		-1008.776	-4.324

Tableau IV.3: Surface des semelles filantes sous poteaux

Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1013,1}{3190,14} = -0,32\text{m}$

$e = -0,32\text{m} < \frac{L}{6} = 1,92\text{m} \longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$\bullet \mathbf{q_{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{3190,14}{11,5} \left(1 + 6 \times \frac{(-0,32)}{11,5} \right) = 231,09 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet \mathbf{q_{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{3190,14}{11,5} \left(1 - 6 \times \frac{(-0,32)}{11,5} \right) = 323,72 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet \mathbf{q_{(L/4)}} = \frac{R}{L} \left(1 + 3 \frac{e}{L} \right) = \frac{3190,14}{11,5} \left(1 + 3 \times \frac{(-0,32)}{11,5} \right) = 254,25 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{254,25}{200} = 1,27\text{m}$$

On prend : $B=1,30\text{m}$.

On a donc : $S = 1,30 \times 11,5 = 14,95\text{m}^2$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 2 \times 1,3 \times 11,5 + 1,3 \times 7,375 + 6 \times 1,3 \times 20 + 2 \times 1,3 \times 6,5 = 209,27\text{m}^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 209,27 + 43,41 = 252,68\text{m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 344,7\text{m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{252,68}{344,7} = 0,73\%$$

La surface totale des semelles représente 73% de la surface de bâtiment.

• **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VI.5. calcul du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Evite les tassements différentiels importants.

- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

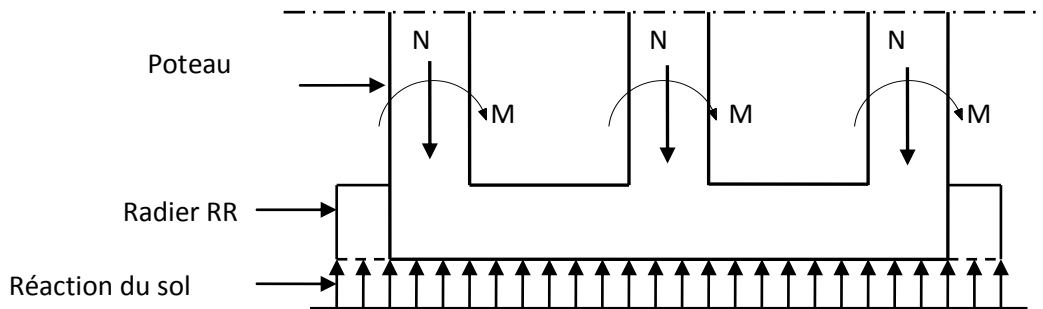


Figure VI.2: Schéma du Radier

VI.5.1 Pré-dimensionnement du radier :

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

2) Selon la condition forfaitaire :

• sous voile :

$$L_{\max} = 4.10 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$51.25 \leq h \leq 82$$

✓ On prend: **h=80 cm**

Avec

L_{\max} : L'entraxe maximal des poteaux.

h : épaisseur du radier.

• Sous poteaux :

a) Dalle flottante :

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{l_{\max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$l_{\max} = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{50} \leq h_t \leq \frac{410}{40} \implies 8,2 \leq h_t \leq 10,25 \implies h_{df} = 10 \text{ cm}$$

b) La dalle: La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h_d \geq \frac{410}{20} = 20.5\text{cm}$$

On prend $h_d = 30\text{cm}$

c) La nervure : Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{410}{10} = 41\text{cm} \rightarrow h_{\text{nervure}} = 80\text{cm}$$

$$0.4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0.7h \rightarrow 32 \leq b_{\text{nervure}} \leq 56$$

On prend $b_{\text{nervure}} = 55\text{cm}$

3) Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol .Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \longrightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus de nervure

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40[\text{MPa}]$ pour un sol moyen

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$).

E : module de déformation longitudinale différée $E=10818.86 [\text{MPa}]$

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa. Avec : } f_{c28} = 25 \text{MPa.}$$

B : Largeur de la bande ($B=1\text{m}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,10\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,81\text{m}$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{\text{nervure}} = 81\text{cm}$

On prend : $h_{\text{nervure}} = 90\text{cm}$.

• **Conclusion :**

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_{\text{nervure}} = 90\text{cm}$ hauteur de la nervure.
 $h_d = 30\text{cm}$ hauteur de la dalle.
 $b_{\text{nervure}} = 55\text{cm}$ largeur de la nervure.
 $h_t = 10\text{cm}$ hauteur de la dalle flottante.

❖ **détermination de la surface nécessaire du radier :**

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

a. Poids de la superstructure :

Charge permanentes : $G_{\text{bat}} = 42567.64\text{KN}$.

Charge d'exploitation : $Q_{\text{bat}} = 6328.24\text{KN}$.

b. Combinaison d'action :

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{\text{bat}} + 1.5Q_{\text{bat}} = 1.35 \times 42567.64 + 1.5 \times 6328.24 = 66958.67\text{KN} \\ \text{ELS} \rightarrow N_s = G_{\text{bat}} + Q_{\text{bat}} = 42567.64 + 6328.24 = 48895.88\text{KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{66958,67}{1,33 \times 200} = 251,72\text{cm}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{48895,88}{200} = 244,48\text{cm}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 251.72\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 344.7\text{m}^2 > S_{\text{radier}} = 251.72\text{m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(45\text{cm}; 30\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Soit un débord de largeur $L_{\text{déb}} = 45\text{cm}$

$$S_{\text{déb}} = 54,41\text{m}^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 344.7 + 54.41 = 399.11\text{ m}^2$$

3. Calcul des sollicitations à la base du radier :**• Poids total du radier :**

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

• Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b = 399.11 \times 0.30 \times 25 = 2993.35\text{KN}$$

• Poids de la nervure:

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{ner}} (h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times n \times \rho_b = 0.55(0.9 - 0.30) \times (28,2 \times 11 + 20 \times 7) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 3654.75\text{KN}$$

• Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{On a: } S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0.55 \times 28,2 \times 11) + (0.55 \times 20 \times 7) = 243.65\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (399.11 - 243.65) \times (0.9 - 0.30) \times 17 = 1585.692\text{KN}$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{TVO}} = 17\text{KN/m}^3$$

• Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (399.1 - 234.65) \times 0,1 \times 25 = 388.65\text{KN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = \mathbf{8622.44\text{KN}}$$

a. Surcharge de l'exploitation :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 6328.24\text{KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = 4 \times 399.11 = 1596.44\text{KN(RPA)}$$

b. Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier tot}} + G_{\text{bat}} = 8622.44 + 42567.64\text{KN} = 51190.08\text{KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier tot}} + Q_{\text{bat}} = 1596.44 + 6328.24 = 7924.68\text{KN}$$

c. Combinaison d'action :

$$\begin{cases} \text{ELU:} & N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 51190.08 + 1.5 \times 7924.68 = 80993.628\text{KN} \\ \text{ELS:} & N_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 51190.08 + 7924.68 = 59114.76\text{KN} \end{cases}$$

VI.7. vérifications à L'ELU :**1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Avec :

$$b=100\text{cm} ; \quad d=0.9h_d=0.9 \times 30=27\text{cm}.$$

$$T_u^{\max} = \frac{q \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{80993.628 \times 1}{399.11} \times \frac{4.1}{2} = 416,17\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{416,017 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,54\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 1,54\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :**a. Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

$$X_G = 13.62 \text{ m} \quad \text{et} \quad Y_G = 10.44 \text{ m}$$

b. Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 34184.137\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 16257.97\text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Calcul des moments :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xx} = 41011.868 + (1989.57 \times 0.9) = 42802.48 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 48374.086 + (2308.72 \times 0.9) = 50451.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

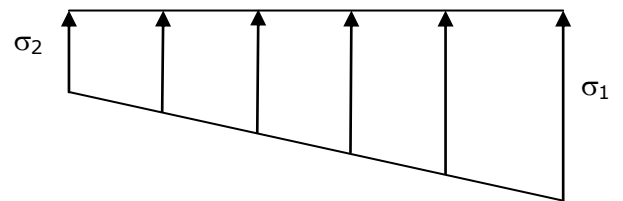


Figure IV.3 : Diagramme des contraintes

• **Sens longitudinal :**

ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{80993.628}{399.11} + \frac{42802.48}{16257.97} \times 13.62 = 238.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{80993.628}{399.11} - \frac{42802.48}{16257.97} \times 13.62 = 167.07 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{59114.76}{399.11} + \frac{42802.48}{16257.97} \times 13.62 = 183.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{59114.76}{399.11} - \frac{42802.48}{16257.97} \times 13.62 = 112.26 \text{ KN/m}^2$$

• **Sens transversal:**

ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{80993.628}{399.11} + \frac{50451.93}{34184.137} \times 10.44 = 218.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{80993.628}{399.11} - \frac{50451.93}{34184.137} \times 10.44 = 187.52 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{59114.76}{399.11} + \frac{50451.93}{34184.137} \times 10.44 = 163.53 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{59114.76}{399.11} - \frac{50451.93}{34184.137} \times 10.44 = 132.71 \text{KN/m}^2$$

	ELU					ELS				
	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$1.33\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m ²	OBS	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m ²	OBS
Sens longitudinal	238.79	167.07	220.86	266	CV	183.98	112.26	166.05	200	CV
Sens Transversal	218.34	187.52	210.635	266	CV	163.53	132.71	155.82	200	CV

Tableau VI.4 : vérification des contraintes

VI.8.Ferraillage du radier :

1. Ferraillage de la dalle :

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifié 99).Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

• Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

d) 1^{er} Cas:

Si $\alpha < 0,4$ La flexion longitudinale Si $0.4 < \alpha \leq 1$: Les flexions interviennent, (le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux est négligeable (le panneau travaille dans un seul sens)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

e) 2^{ème} Cas :

bandes de largeur d'unité valent :

• Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2$

• Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_x \times M_{0x}$

Les coefficients $\mu_x ; \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec } (l_x < l_y)$$

• **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

2. Identification du panneau le plus sollicité:

On distingue 32 panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés. (On y choisit le un exemple de calcul)

➤ **Ferrailage du panneau :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,30}{4,1} = 0,8 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,5950 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$L'ELU : q_u = \sigma_m^{\max} (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(220,86 - \frac{8622,44}{399,11} \right) \times 1 = 199,28 \text{KN/m}^2$$

$$L'ELS : q_s = \sigma_m^{\max} (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(166,05 - \frac{8622,44}{399,11} \right) \times 1 = 144,44 \text{KN/m}^2$$

• **Calcul à l'ELU :**

$$\text{On a donc : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0565 \times 199,28 \times 3,30^2 = 122,61 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,595 \times 122,61 = 72,95 \text{KN.m}$$

Remarque :

➤ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

• Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$

• Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

➤ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

• Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$

• Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$

• Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

➤ Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

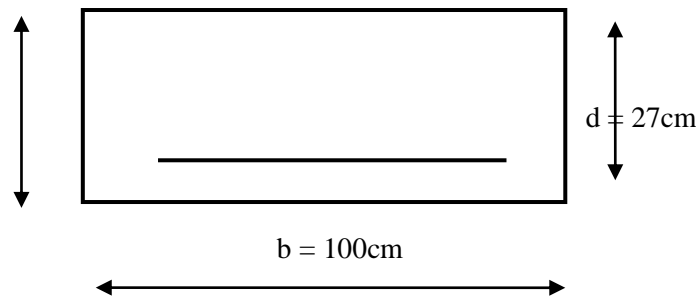
- ❖ 0.75 : pour les moments en travée.
- ❖ 0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- ❖ 0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

• **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 122.61 = 61.30 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 72.95 = 36.47 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 122.61 = 91.96 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 72.95 = 45.71 \text{KN.m} \end{cases}$$



3. Ferrailage longitudinal suivant x-x :

• **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{61.30 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.060 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.057 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{61.30 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = 6.73 \text{cm}^2$$

$$A_{ax} = 6.73 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA14=9.23cm²**avec un espacement de **20cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{91.96 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.088 \rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{91.96 \times 10^3}{0.954 \times 27 \times 348} = 10.25 \text{cm}^2$$

$$A_{tx} = 10.25 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA16=12.06cm²**avec un espacement **de 20cm**

4. Ferrailage longitudinal suivant y-y :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.47 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.035 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{36.47 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 348} = 3.95 \text{cm}^2$$

$$A_{ax} = 3.95 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA12=4.52cm²**avec un espacement **de 25cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{45.71 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{45.71 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 4.97 \text{cm}^2$$

$$A_{tx} = 4.97 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA14 =6.16cm²**avec un espacement **de 25cm**

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Espacement
Selon (xx)	En appui	61.30	SSA	6.73	6HA14	9.23	20
	En travée	91.96	SSA	10.25	6HA16	12.06	
Selon (yy)	En appui	36.47	SSA	3.95	4HA12	4.52	25
	En travée	45.71	SSA	4.97	4HA14	6.12	

Tableau VI.5 : ferrailage du radier

VI.9 .Vérification à l'E.L.U :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \times \frac{3 - \left(\frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Avec : $\delta_0 = 0.0008$ pour HA FeE400

Sens xx :

$$A_{\min} = 0.0008 \times 30 \times 100 \times (3 - 0.80) / 2 = 2,64 \text{ cm}^2.$$

Sens yy :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 30 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité :

		A _{adopté} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Sens x-x	ELU	12.06	2,64	Condition vérifiée
		9.23		Condition vérifiée
Sens y-y	ELU	6.16	2,60	Condition vérifiée
		4.52		Condition vérifiée

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Sens x -x:

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 30 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

VI.10. Calcul et vérification à l'ELS :

1. Calcul à l'ELS :

• Evaluation des moments M_x et M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,30}{4,1} = 0,8 \longrightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens} \longrightarrow$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0632 \times 144.44 \times 3.3^2 = 99.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.710 \times 99.41 = 70.58 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ax} = 99.41 \times 0,5 = 49.7 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{tx} = 99.41 \times 0,75 = 74.56 \text{ kN.m.}$

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ay} = 70.58 \times 0,5 = 35.29 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{ty} = 70.58 \times 0,75 = 52.93 \text{ kN.m}$

2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec :

$$b=100\text{cm} ; d=27\text{cm} ; \rho_1 = \frac{100A}{b \times d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
X-X	Appuis	49.7	9.23	0.336	40.25	0.909	215.17	348	5.34	15	Vérifié
	Travée	74.56	12.06	0.44	35.50	0.899	158.98	348	4.48	15	Vérifié
Y-Y	Appuis	35.29	4.52	0.164	60.76	0.934	303.97	348	5.00	15	Vérifié
	Travée	52.93	6.16	0.224	50.79	0.924	338.15	348	6.66	15	Vérifié

Tableau VI.7 : vérification des contraintes dans le béton et l'acier

VI.11. Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

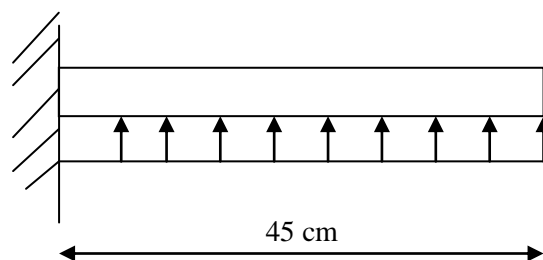


Figure VI.4 : Schéma statique du débord

1. Sollicitations de calcul :

• **A l'ELU :**

$$q_u = 199.28 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-199.28 \times (0.45)^2}{2} = -20.17 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS :**

$$q_s = 144.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-144.44 \times 0.45^2}{2} = -14.62 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

• **Armatures principales :**

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.17 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \dots \dots \text{ SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.019 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.17 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } \mathbf{25\text{cm}}$$

❖ **Vérification à l'ELU:**

• **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 27 = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELS ;**

• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.167$$

$$\rho_1 = 0.167 \rightarrow \beta = 0.933 ; K = 59,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{14.62 \times 10^6}{0.933 \times 270 \times 4.52 \times 10^2} = 128,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \sigma_{bc} = \frac{128,39}{59,63} = 2.15 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 128,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

VI.12. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

• **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

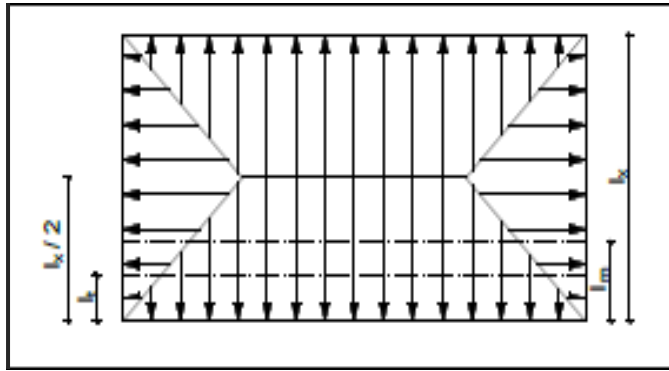


Figure VI.5 : Répartition trapézoïdale

• Le Chargement simplifié :

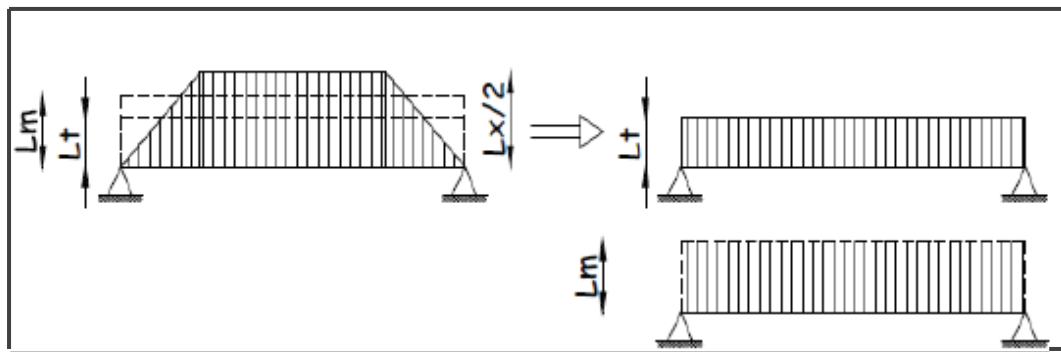


Figure VI.6: Présentation du chargement simplifié.

• Charge triangulaire :

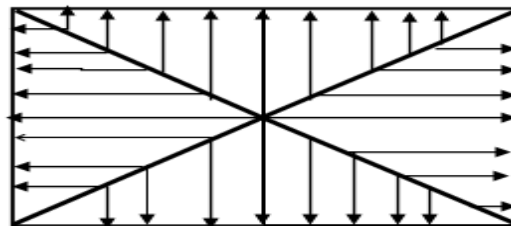


Figure VI.7: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times l_x$

3. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \cdot L_m$$

$$Q_S = q_s \cdot L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_S = q_s \times L_t$$

3. Détermination des charges :

A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(184.3 - \frac{13521.44}{500.05} - \frac{3311.81}{155.85} \right) = \mathbf{136.01 \text{KN/m}^2}$$

A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(143.78 - \frac{13521.44}{500.05} - \frac{3311.81}{155.85} \right) = \mathbf{95.49 \text{KN/m}^2}$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

• Sens transversal :

Travée	Panneaux	L _x	L _y	P	Charge	I _m	I _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	Q _{um}	Q _{sm}	Q _{sm}	Q _{ut}	Q _{ut}	Q _{st}	Q _{st}
A-B	1	2.15	4.1	0.52	trapézoïdale	0.97	0.79	199.28	144.44	193.30	376.6	140.10	272.98	157.43	300.9	114.10	218.0
	2	2.15	3.3	0.65	trapézoïdale	0.92	0.72	199.28	144.44	183.33		132.88		143.48		103.99	
B-C	1	3.3	3.3	1	triangulaire	1.1	0.82	199.28	144.44	219.2	478.2	158.88	346.65	163.41	360.7	118.44	261.4
	2	3.3	4.1	0.8	trapézoïdale	1.3	0.99	199.28	144.44	259.06		187.77		197.29		142.99	
C-D	1	2.20	3.3	0.66	trapézoïdale	0.94	0.74	199.28	144.44	187.32	385.3	135.77	278.76	147.48	308.9	106.85	223.8
	2	2.20	4.1	0.53	trapézoïdale	0.99	0.81	119.28	144.44	197.28		142.99		161.42		116.99	

Tableau VI.8 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

• Sens Longitudinal :

Tableau VI.9: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau x	L _x	L _y	P	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	Q _{um}	Q _{sm}	Q _{sm}	Q _{ut}	Q _{ut}	Q _{st}	Q _{st}
1-2	1	2,15	3,3	0.65	trapézoïdale	0,92	0.72	199.28	144.44	183,83	403,03	132,88	291,76	143,48	306,89	103,99	222,43
	2	3.3	3,3	1	trapézoïdale	1.1	0.82	199.28	144.44	219,2		158,88		163,41		118,44	
2-3	1	2.15	4,1	0.52	trapézoïdale	0.97	0.73	199.28	144.44	183,83	377,13	132,88	272,98	143,48	300,91	103,99	218,09
	2	2,15	3.3	0.65	trapézoïdale	0.92	0.73	199.28	144.44	193,30		140,10		157,43		114,10	

• **Sens transversal :**

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

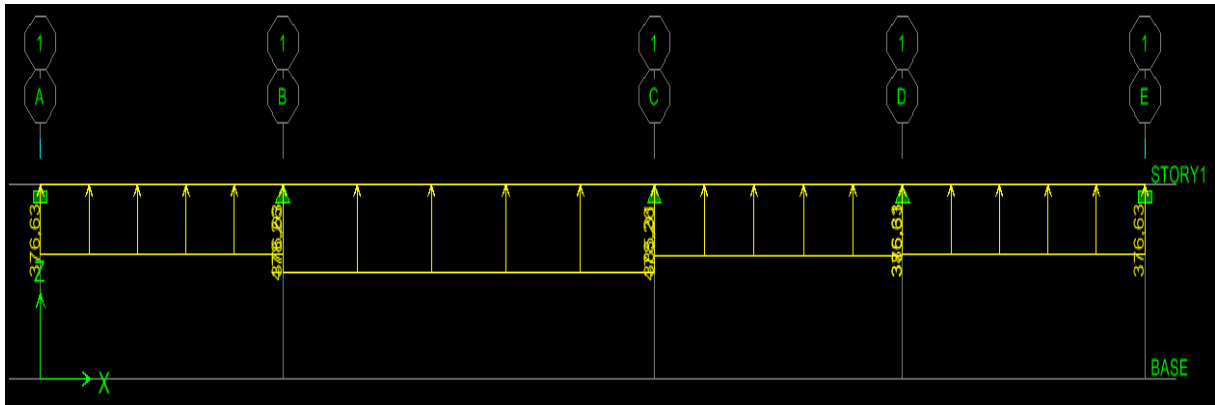


Figure VI.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

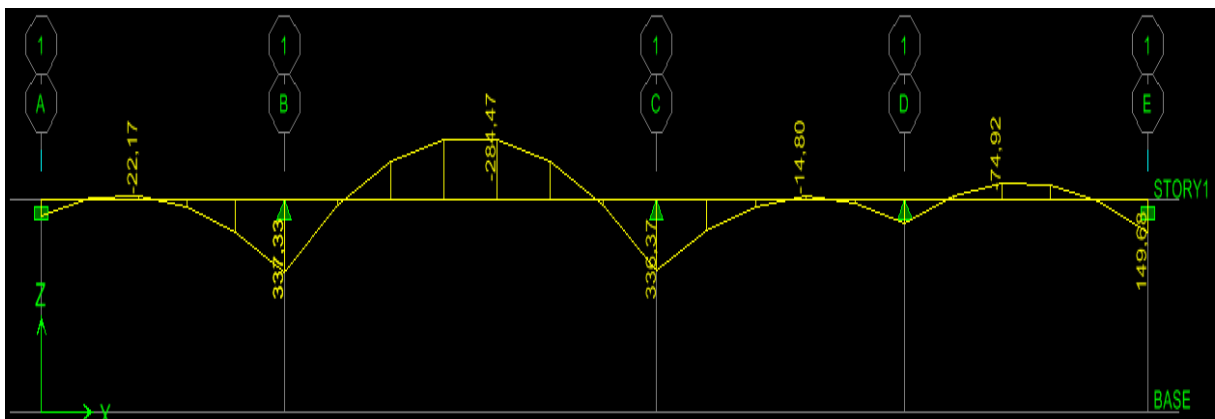


Figure VI.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

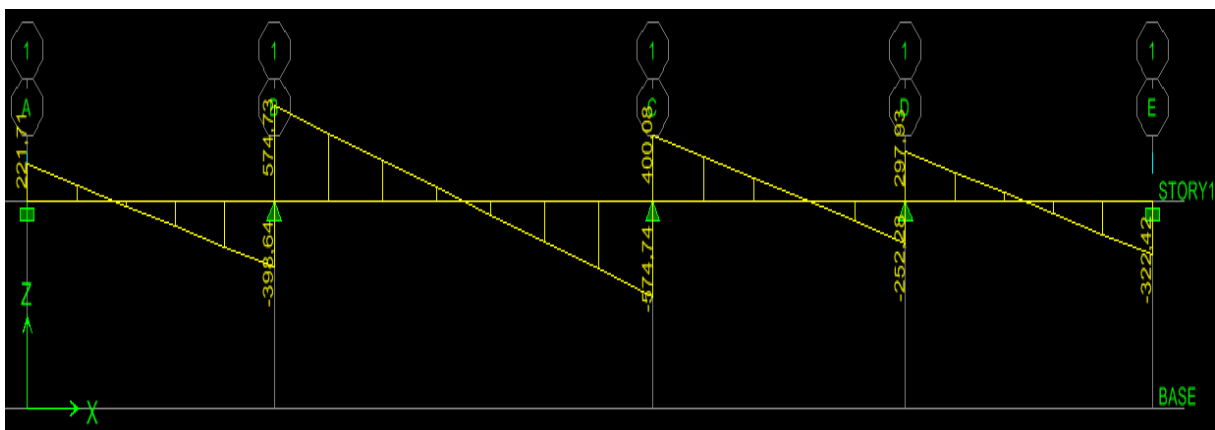


Figure VI.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

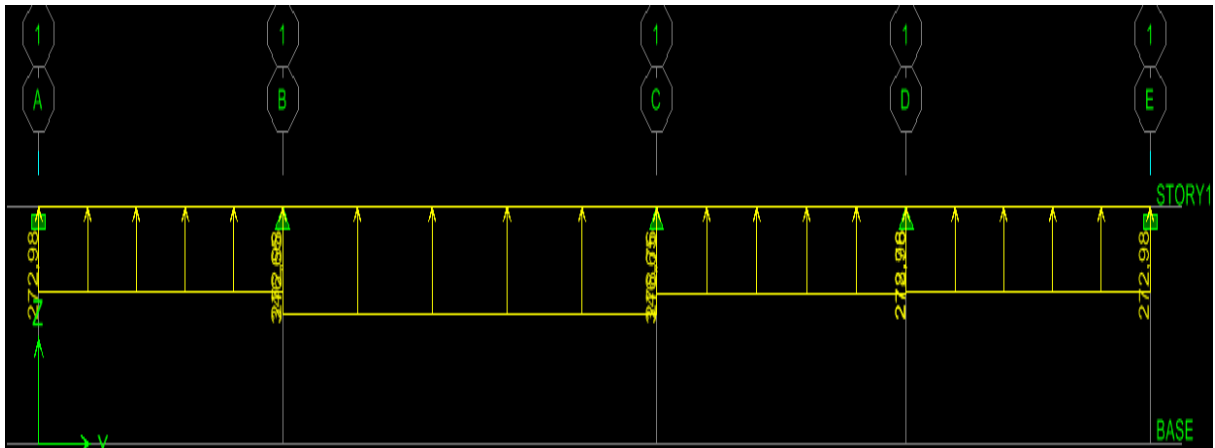


Figure VI.11: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

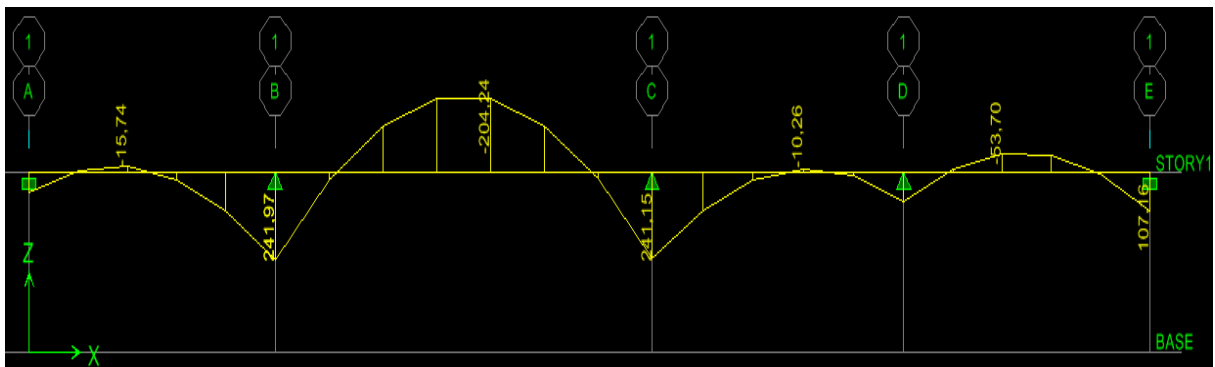


Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

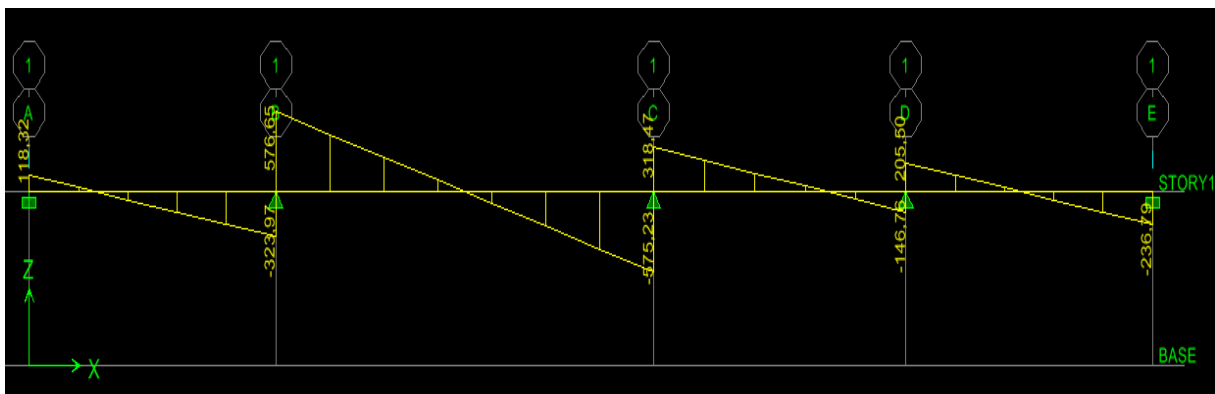


Figure VI.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

• Sens longitudinal :

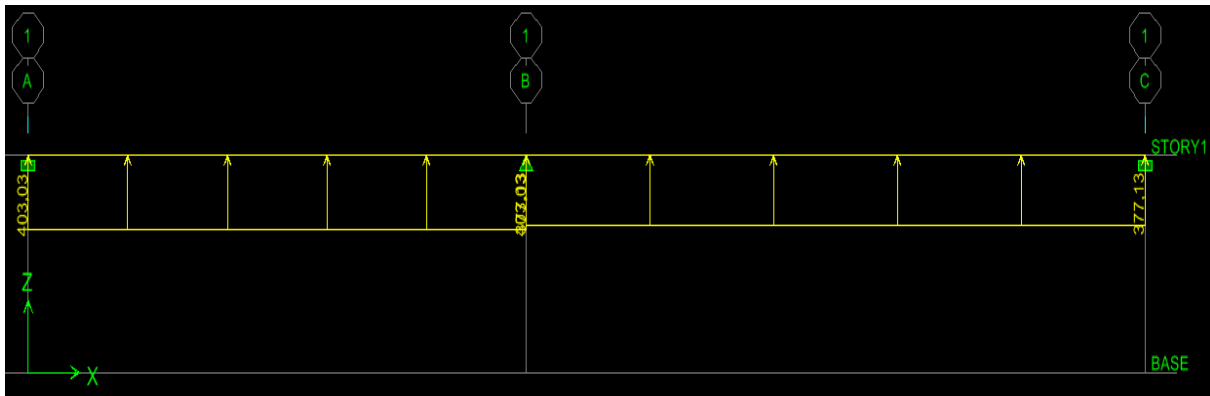


Figure VI.14: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

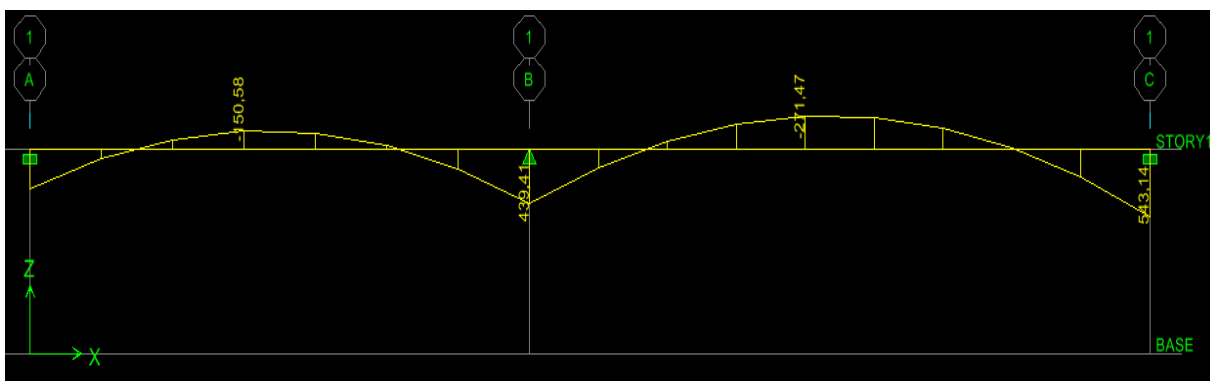


Figure VI.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

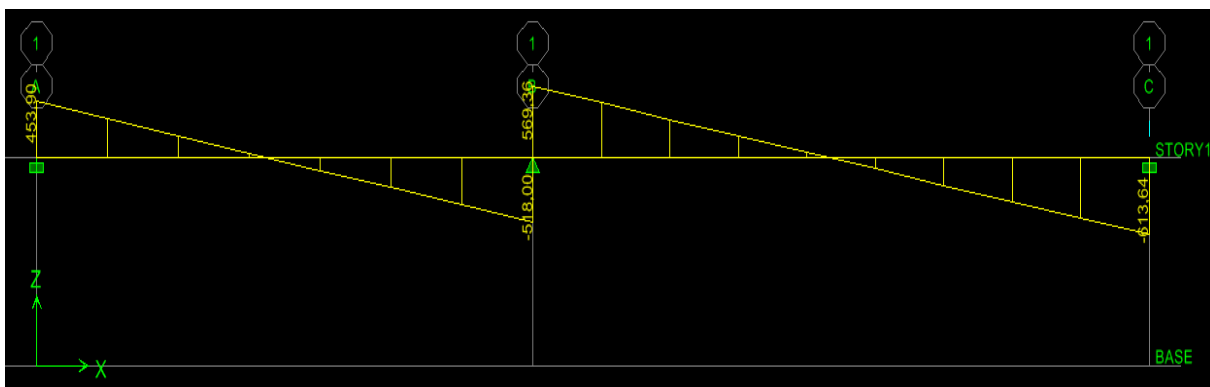


Figure VI.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

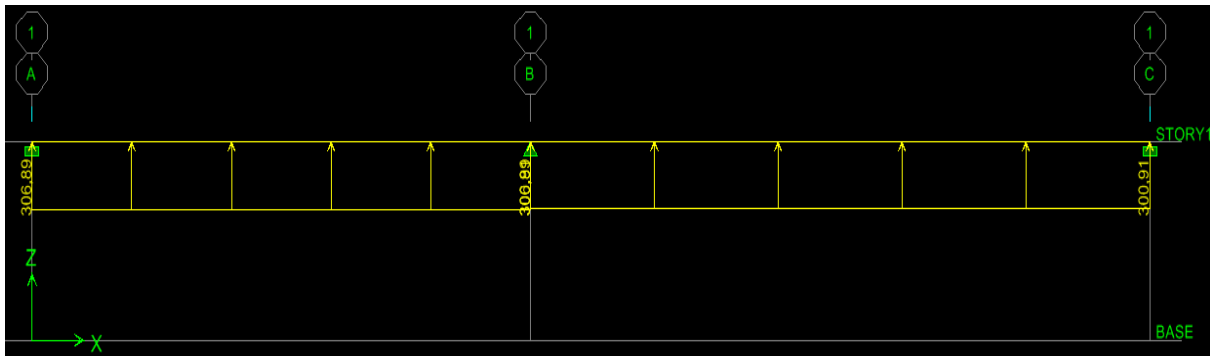


Figure VI.17: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

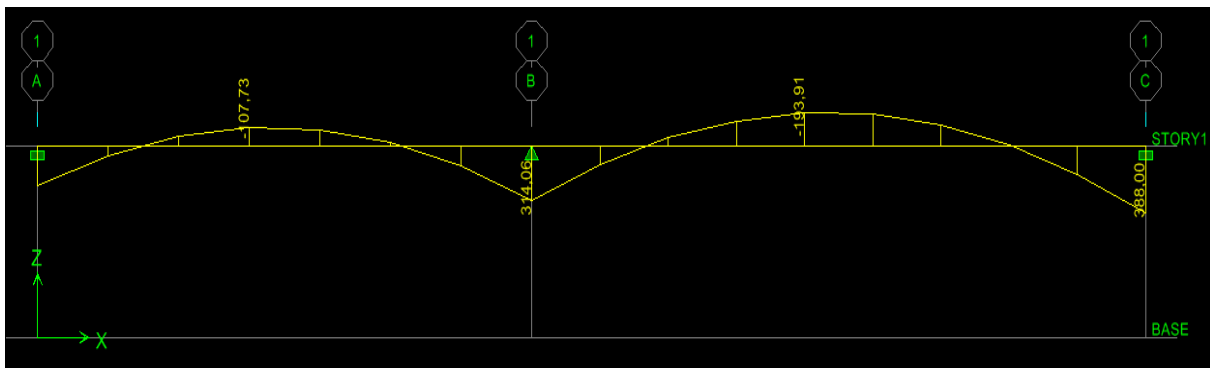


Figure VI.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

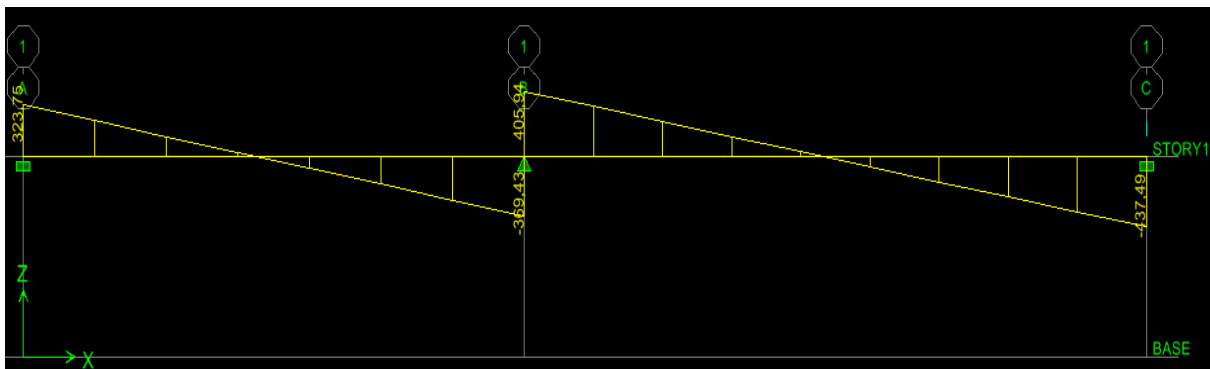


Figure VI.19 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

5. Ferraillage :

Tableau VI.10 : Efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN. m)	543,14	388,00	337,33	241,97
M_t^{max} (KN. m)	271,47	193,91	284,47	204,24
T_{max} (KN)	613 ,64	405,94	574,73	576.65

• **Armatures longitudinales :**

$b = 55 \text{ cm}$, $h = 90 \text{ cm}$, $d = 87 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	M_u (KN. m)	μ_u	β	Section	A_{st} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
X-X	Appuis	543,47	0.092	0.952	SSA	18,85	4HA20+4HA16=20,6
	Travée	271,47	0.036	0.982	SSA	7,31	4HA16=8,04
Y-Y	Appuis	377,33	0.064	0.967	SSA	12,88	4HA20+4HA14=18,73
	Travée	284,47	0.048	0.975	SSA	9,63	4HA20=12,56

• **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$.

• **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{90}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{22,5; 19,2\} = 19,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

• **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm².**

VI.13. Vérification à l'ELU:

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 87 \times 2.1}{348} = 6.64 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$A_a = 20,6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.64 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

$A_a = 14,19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.64 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

En travées :

$A_t = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.64 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

$A_t = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.64 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{574,43 \times 10^3}{550 \times 870} = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{613,64 \times 10^3}{550 \times 870} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.14. Vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes**

1. Dans le béton

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}; \quad \rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

2. Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.12: vérification des contraintes

Sens	Zone	M _s (KN.m)	A (cm ²) (ELU)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (mpa)	σ̄ _s (mpa)	σ _{bc} (mpa)	σ̄ _{bc} (mpa)	OBS
X- X	Appuis	388,00	20,6	0.433	34,75	0.89 9	240,8 1	348	6,92	15	vérifié
	Travée	193,91	8,04	0.168	59,63	0.93 3	297,1 2	348	4,98	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	241,97	14,19	0.296	43,48	0.91 4	214,4 4	348	4,93	15	Vérifié
	Travée	204,24	12,56	0.262	46,73	0.91 9	203,3 8	348	4,35	15	vérifié



Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

Règles Parasismique Algériennes RPA99 V2003

Document Technique Réglementaire B.C.2.2

Règles de conception de calcul des structures en Béton Armé CBA 93

Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99

Ouvrage :

Cours et TD des années précédentes.

Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Calcul des ouvrages en béton armé (M. BELAZOUGUI)

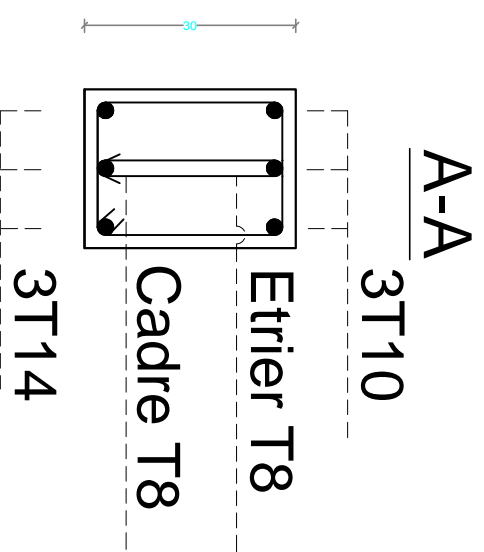
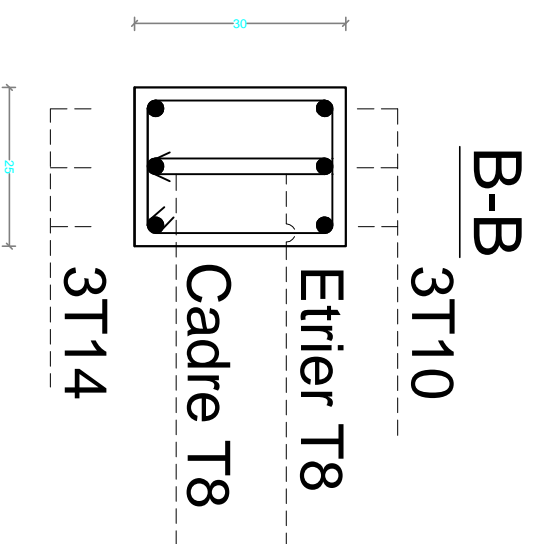
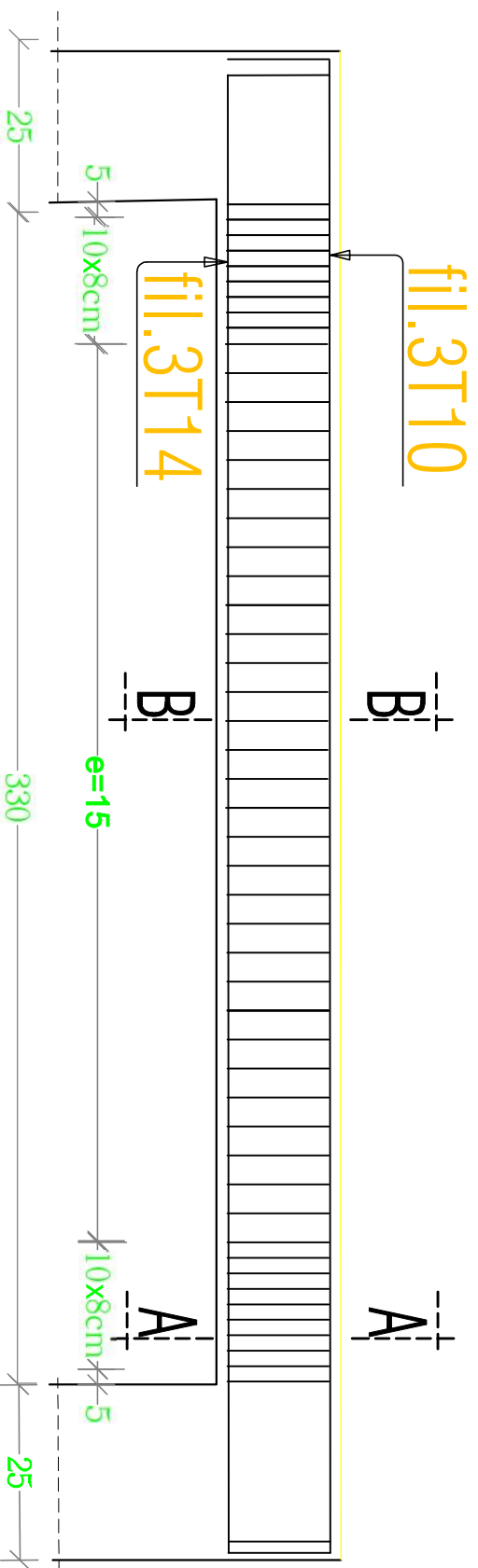
Logiciels :

Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).

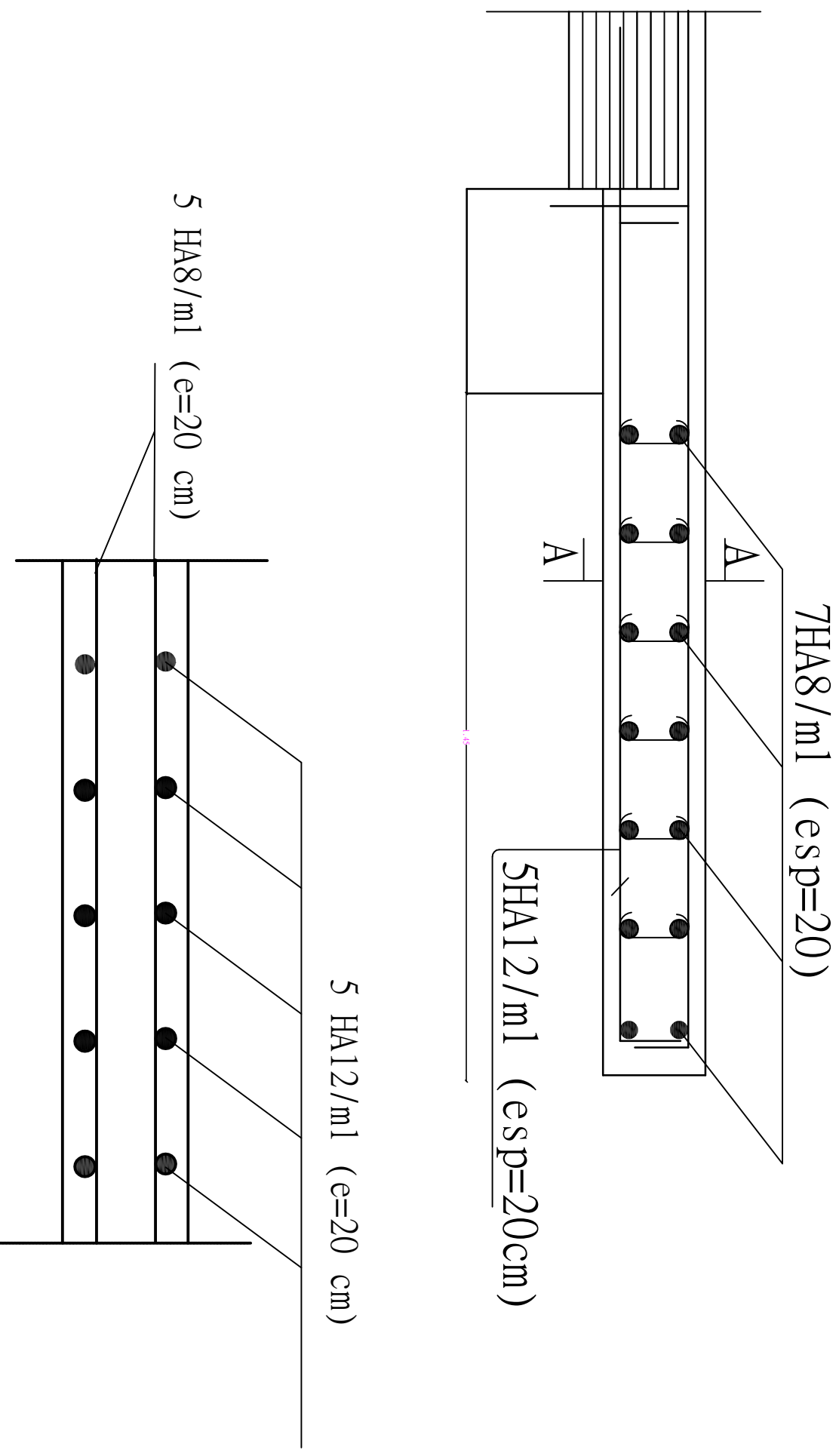
Logiciel de dessin AUTO CAD 2014.

Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X30)

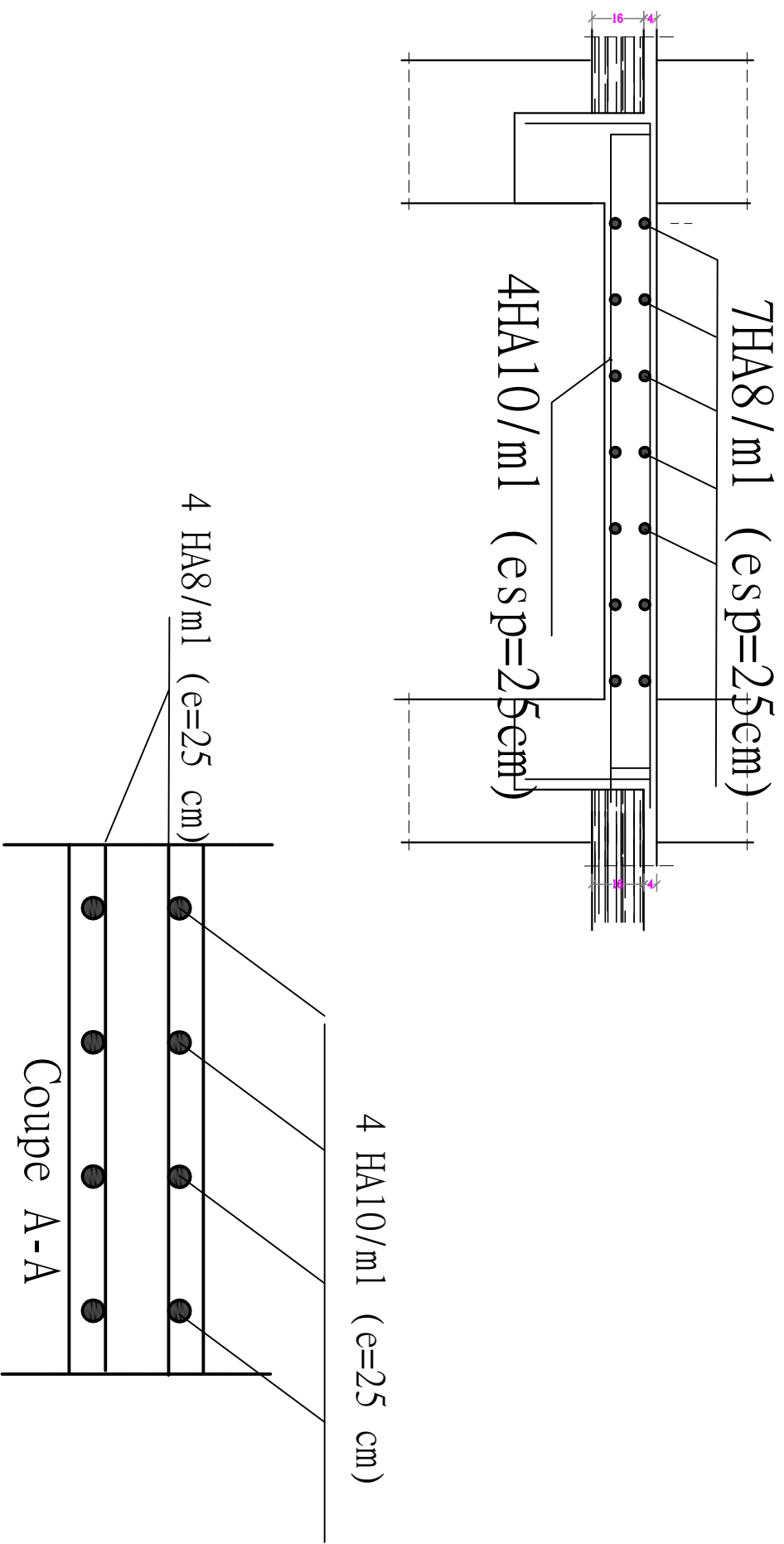


FERRAILLAGE DES BALCONS

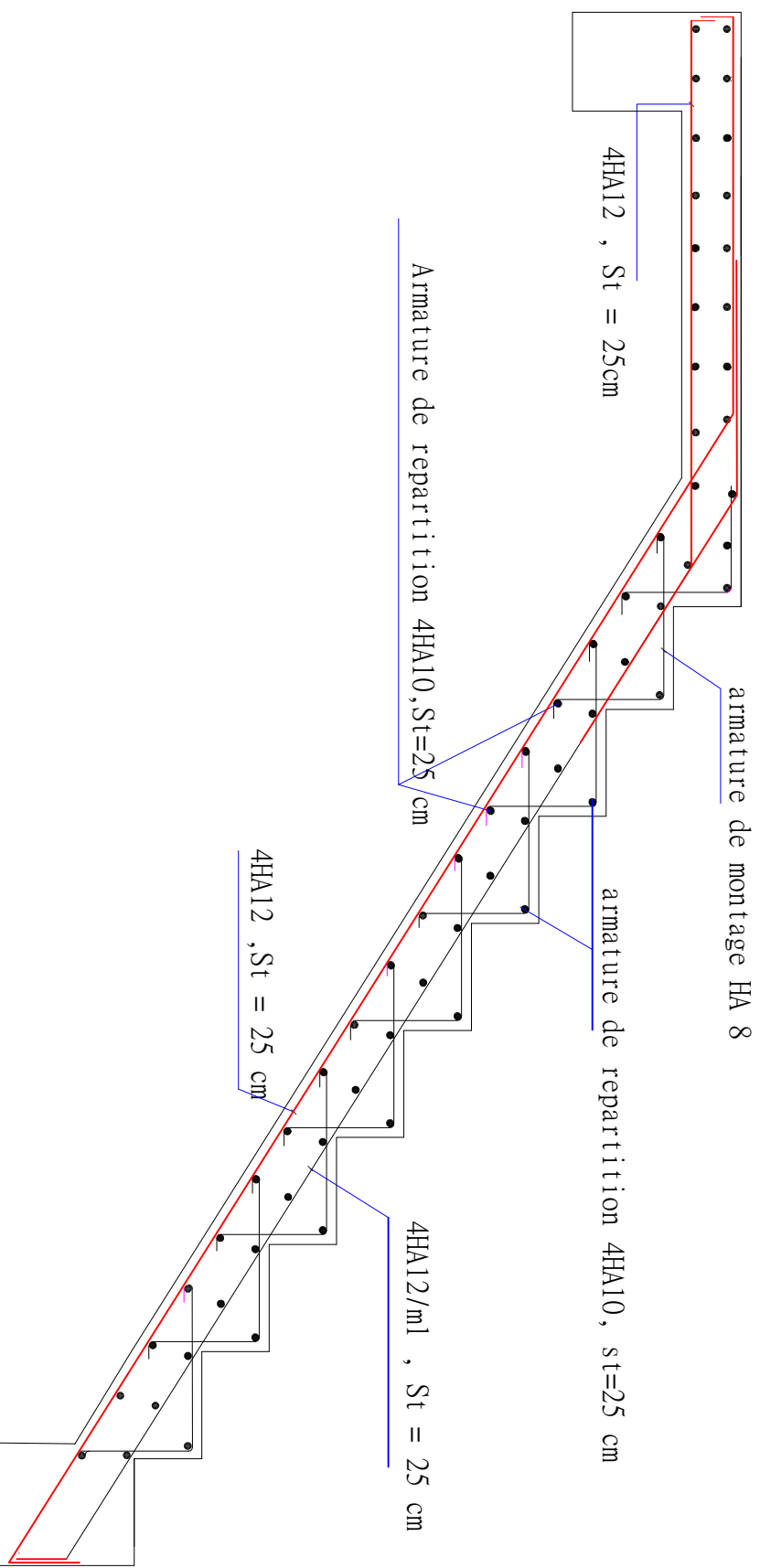


Coupe A-A

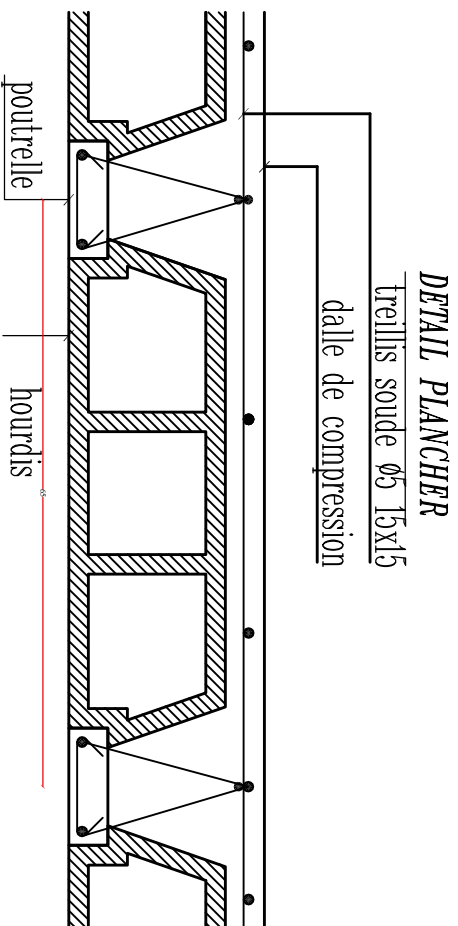
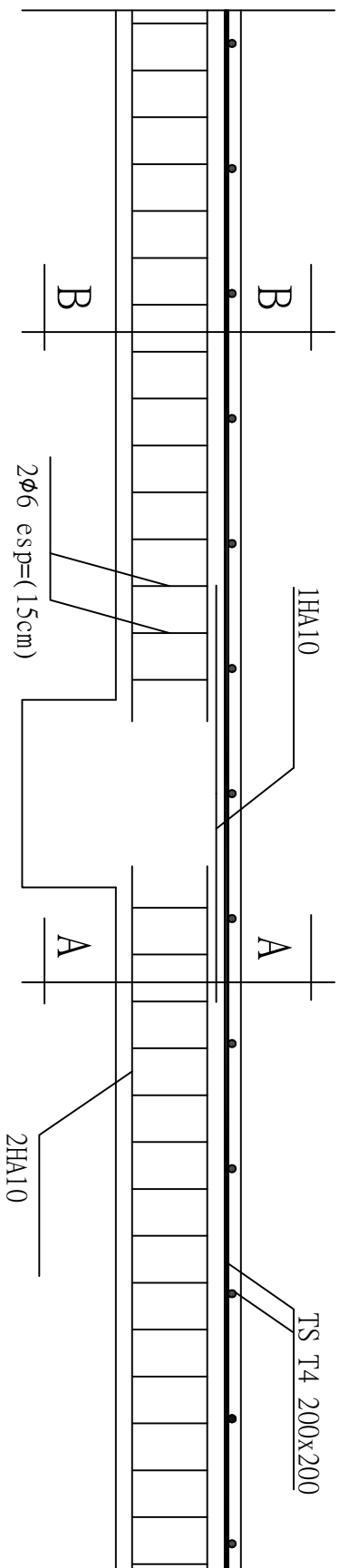
FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE



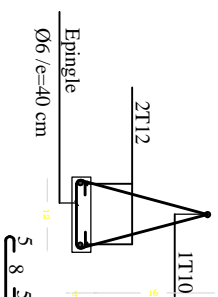
FERRAILLAGE DES ESCALIERS



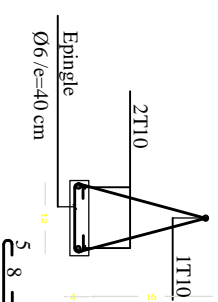
FERRAILLAGE DES POUTRELLES



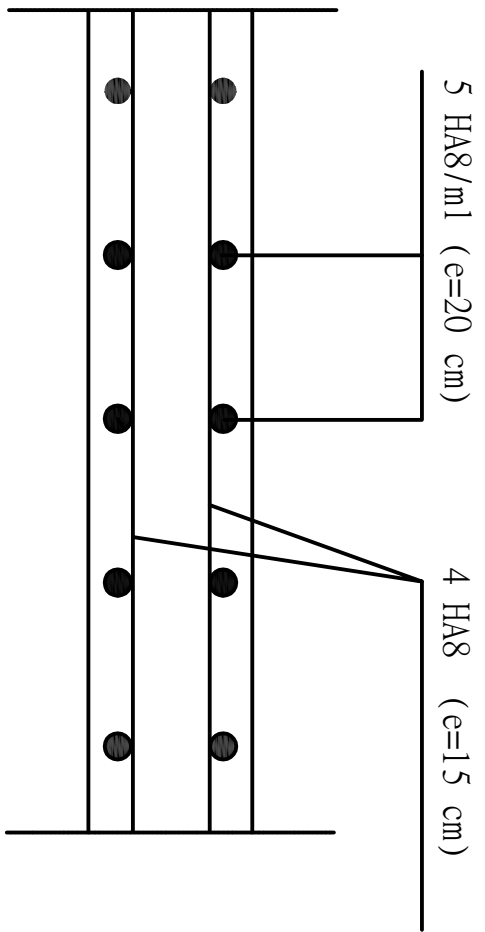
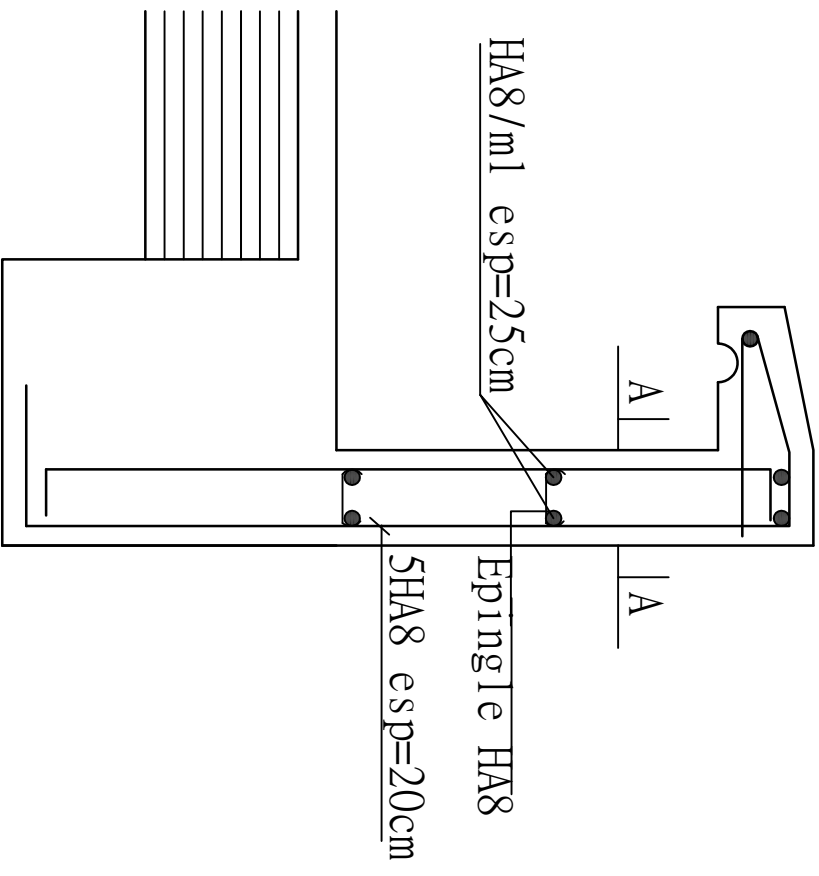
Coupe B-B:



Coupe A-A:

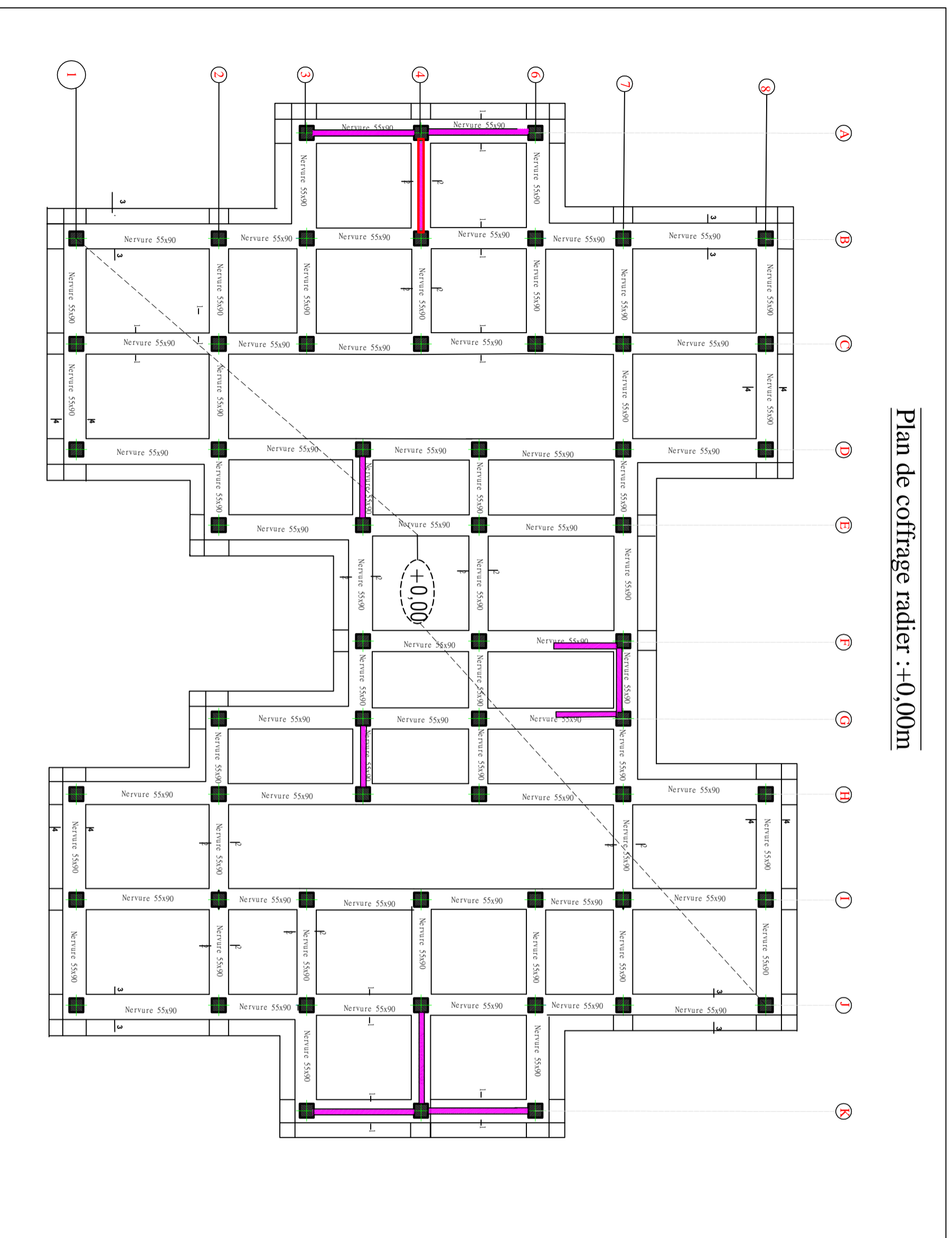


FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

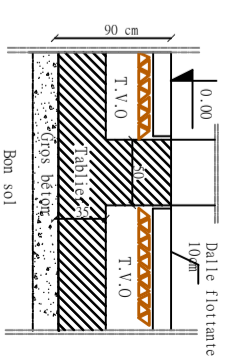


Coupe A-A

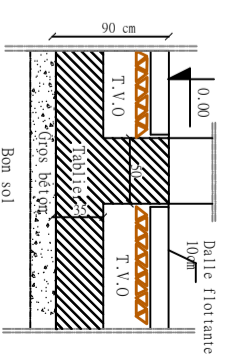
Plan de coffrage radier : +0,00m



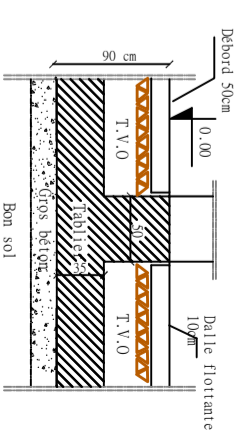
Coupe 1-1



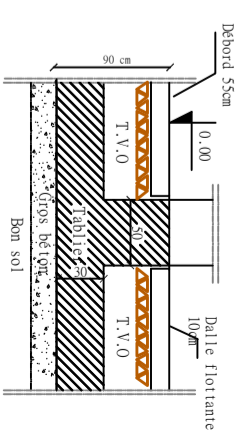
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4

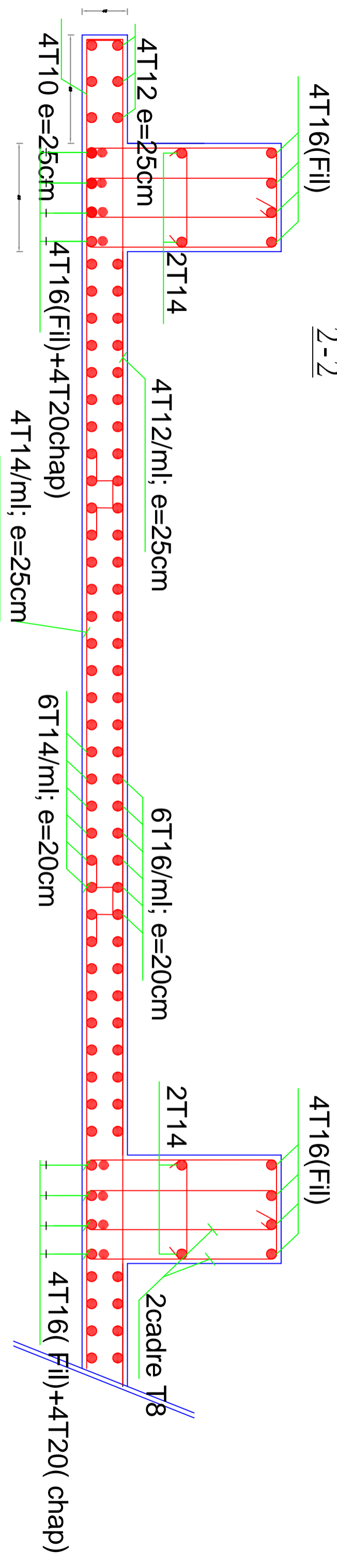


NOTA:
 *1- Béton dosé à 350 kg/m³, Fc28 = 25 Mpa.
 *2- Les aciers sont de type Fe 400
 *La longueur de recouvrement des barres est 50 Ø.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA EL RAJOUANI
DEPARTEMENT GÉNÉRAL DE LA CONSTRUCTION	PRÉFECTURE GÉNÉRALE
OPTION: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9	
PLAN DE COFFRAGE DE RADIER	
REDACTÉ PAR: HANANE BOUZEKRI	ESSAYÉ PAR: M. BOUZEKRI
DATE: 2019/09/20	

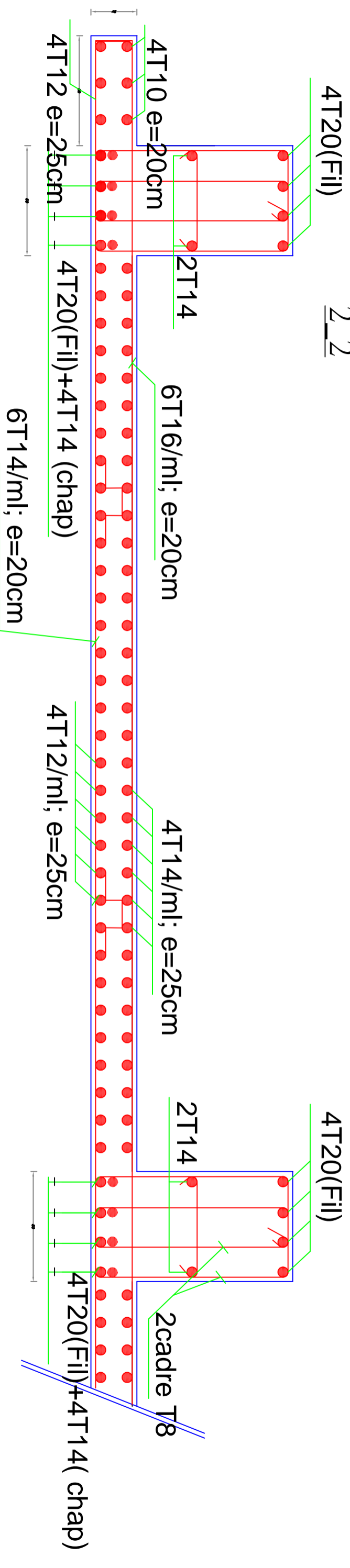
Ferrailage du radier général dans sens Longitudinal coupe

2-2

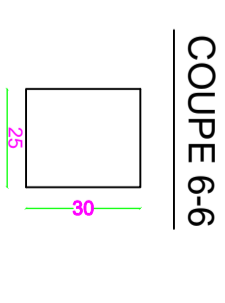
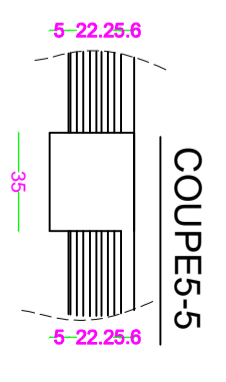
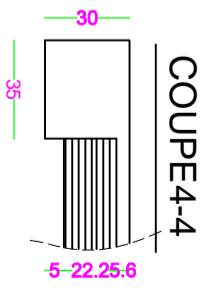
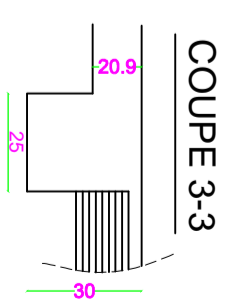
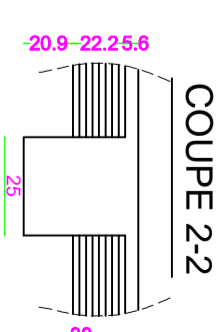
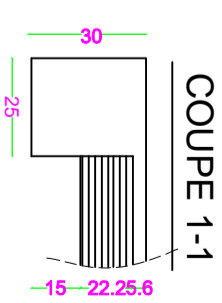
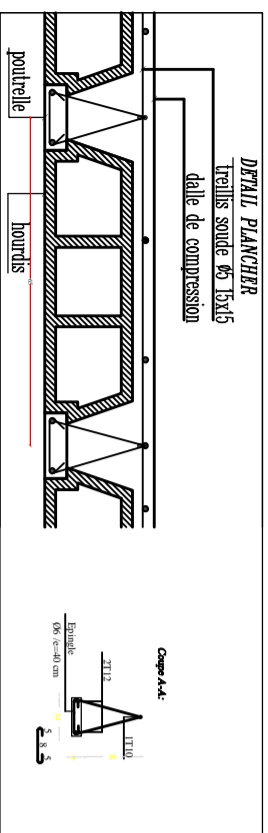
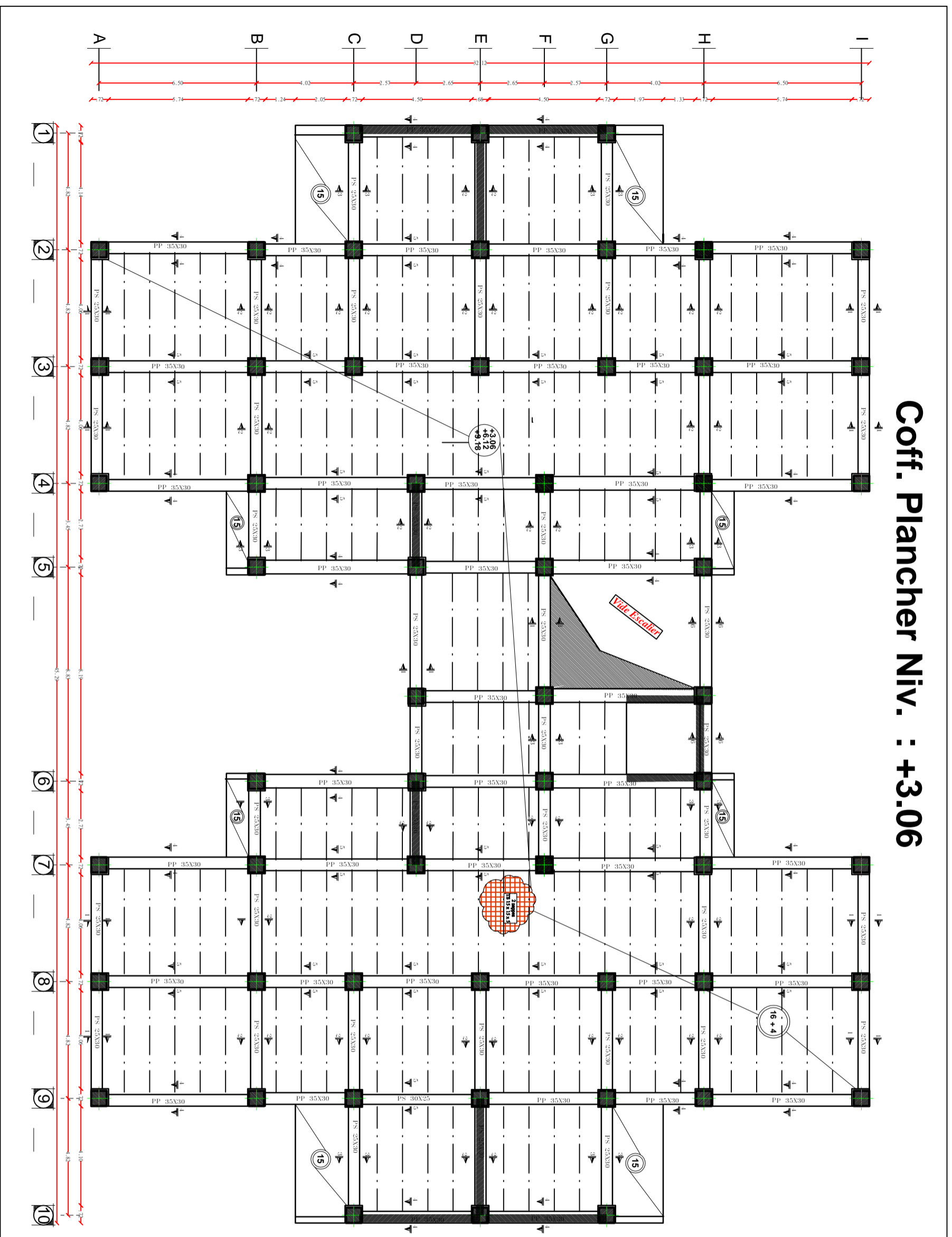


Ferrailage du radier général dans sens Transversal coupe

2-2

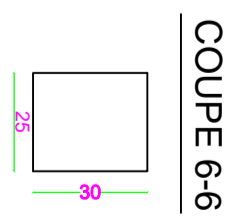
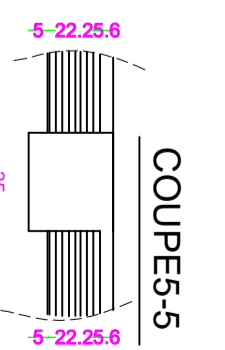
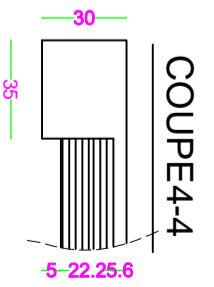
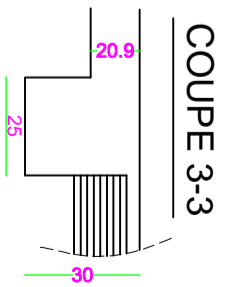
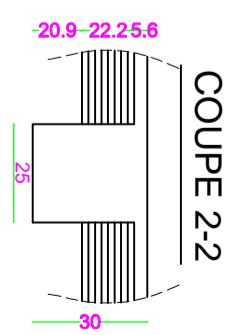
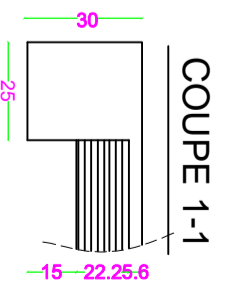
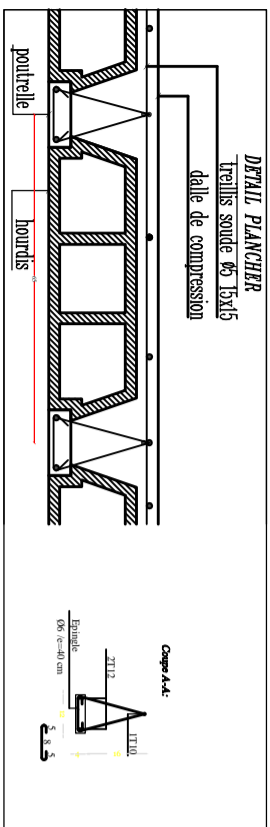
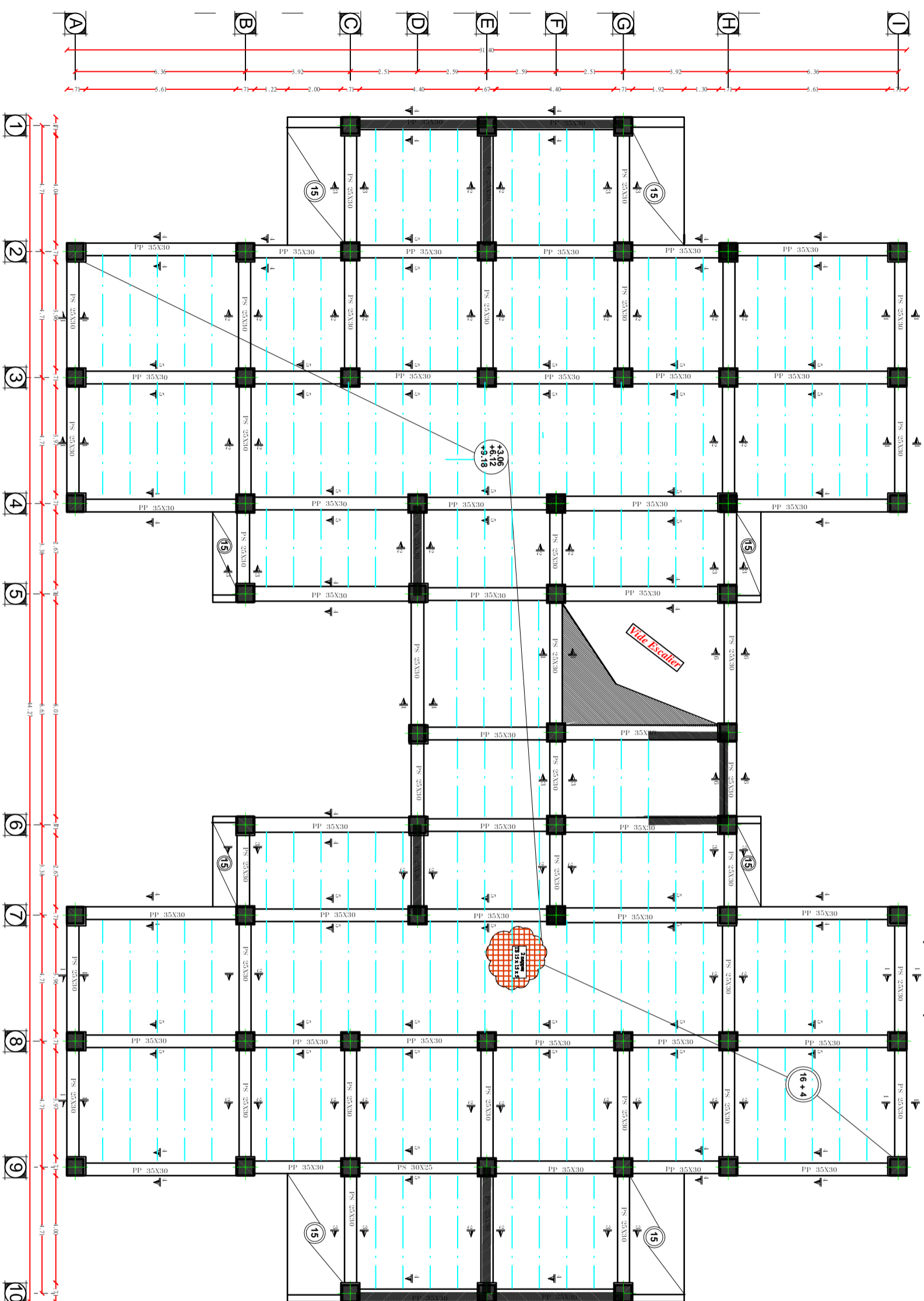


Coff. Plancher Niv. : +3.06



NOTA:
 *1- Béton dosé à 350 kg/m³, Fc28 = 25 Mpa.
 *2- Les aciers sont de type Fe 400
 *La longueur de recouvrement des barres est 50 Ø.

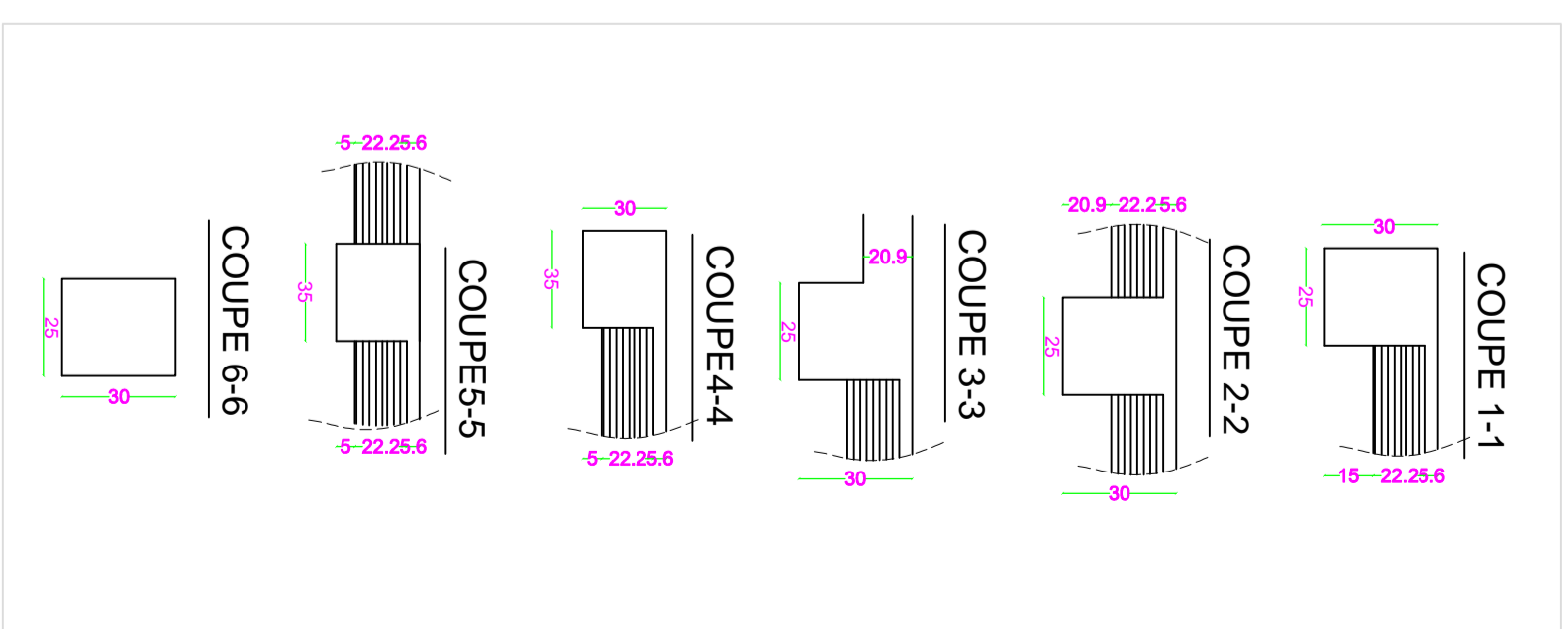
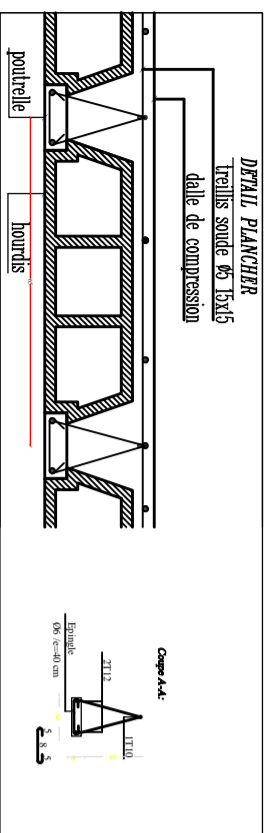
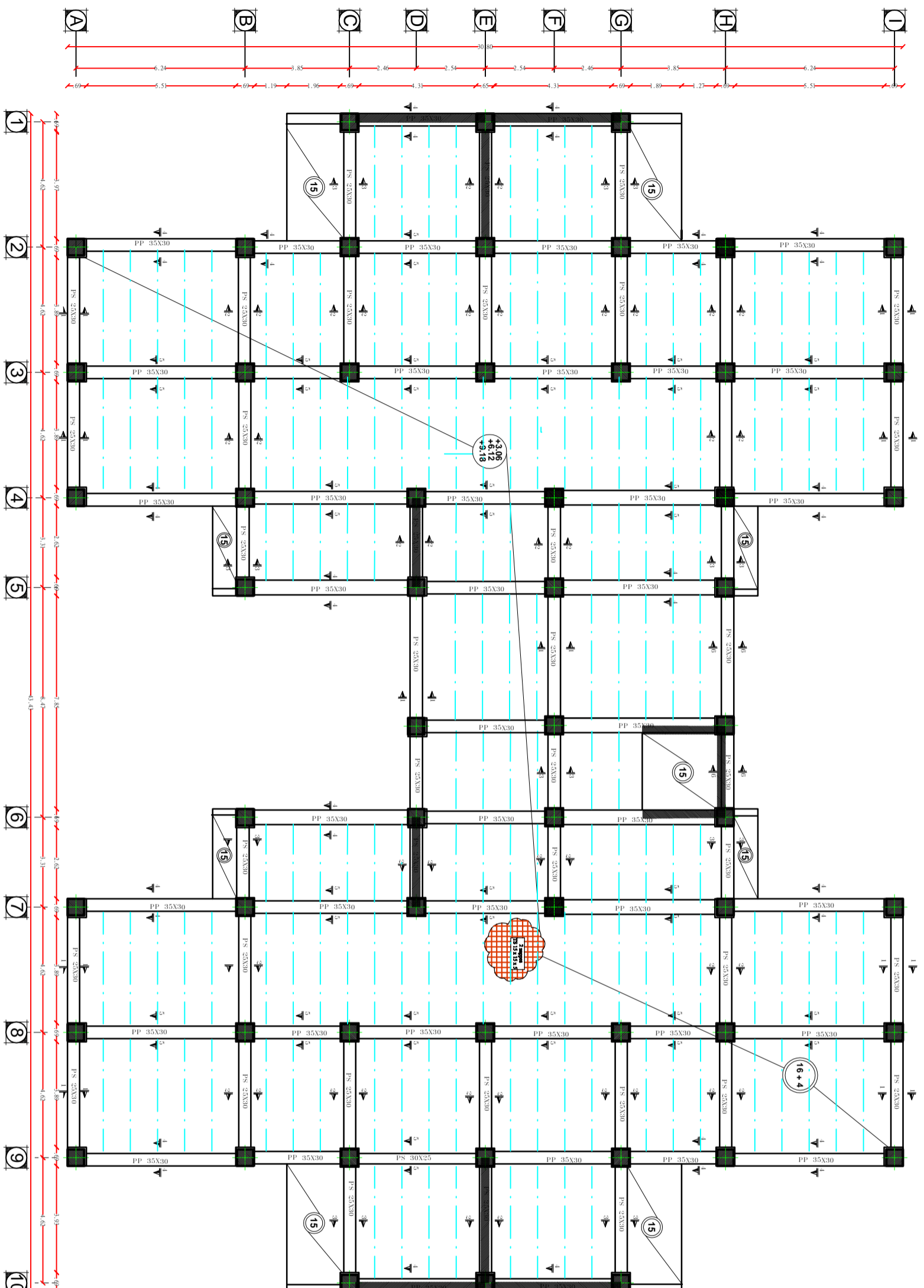
Coff. Plancher Niv. : +6.12 et +9.18.....;+27,54



NOTA:
 *1- Béton dosé à 350 kg/m³, Fc28 = 25 Mpa.
 *2- Les aciers sont de type Fe 400
 *La longueur de recouvrement des barres est 50 Ø.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	REDACTE par: Houssein TAZOUZ
UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA EL RAJOUZ	FRANCISQUE par: Mohamed Bouzidi.
Département Génie de la Construction	
OPTION: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE	
PROJET: <i>Maîtrise de la structure</i>	
A CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9	
A TUNIS D'ALGERIE	
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS	
SÉRIE: 2019-2021	promotion: 2019-2021

Coff. Plancher Niv : +30.60



NOTA:
 *1- Béton dosé à 350 kg/m³, Fc28 = 25 Mpa.
 *2- Les aciers sont de type Fe 400
 *La longueur de recouvrement des barres est 50 Ø.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	Revue par: Houssein TAZI-ZOU
UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA EL RAJOUANI	Évalué par: Mohamed Bouzouk
Département: Génie de la Construction	
OPTION: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE	
PROJET: <i>Maîtrise de l'air de l'air</i>	
A TITRE DE MAINTIEN	
PLAN DE COUVRAGE DES PLANCHERS	
SÉRIE: 01	promotion: 2019-2021
NUMÉRO DE LA TITLAGE: 01	

